C. V. SAHNOVSCHI

CONSTRUCȚII DE BETON ARMAT

VOL. II.

TRADUCERE DIN LIMBA RUSĂ

EDITURA DE STAT PENTRU ARHITECTURĂ ȘI CONSTRUCȚII

Scanned with OKEN Scanner

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

издание 7-ое, переработанное

Допущено
Министерством высшего образования СССР
в качестве учебника
для инженерно-строительных вузов и факультетов

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ
Москва — 1951 — Ленинград

Scanned with OKEN Scanner

624.0
915

C. V. SAHNOVSCHI
PROFESOR, DOCTOR IN ŞTIINŢE TEHNICE

CONSTRUCŢII DE BETON ARMAT

EDIŢIA 7-A REVIZUITĂ

Manual pentru şcolile superioare
şi facultăţile de ingineri constructori
Aprobat de Ministerul Invăţământului Superior
al U R.S.S.

Scanned with OKEN Scanner

SIMBOLURI CONVENȚIONALE PENTRU BETONUL ARMAT PRECOMPRIMAT

σ_{ak} — Eforturile de preîntindere a armăturii care se controlează în cursul preîntinderii.

σ_p — Pierderile de efort unitar de preîntindere a armăturii din cauza contracției și curgerii lente.

σ_{ap} — Efortul unitar de preîntindere a armăturii, minus pierderile în cazul controlării preîntinderii înainte de comprimare betonului; același simbol corespunde efortului redus la zero în beton în cazul încărcării elementului.

σ_{a1} — Efortul inițial al armăturii, cu scăderea pierderilor în cazul controlului preîntinderilor după contracția betonului; același simbol reprezintă efortul stabilit în armătură, înainte de încărcarea elementului.

σ'_{ac} — Limita convențională a curgerii armăturii de oțel (superior) preîntins inițial F'_a la comprimarea betonului

$\sigma_{a'f}$ — Efortul unitar la armătura preîntinsă inițial, în momentul apariției fisurilor în beton.

$\sigma_{b'f}$ — Efortul unitar în fibra marginală comprimată a secțiunii elementului în momentul apariției fisurilor.

$\sigma_{b'1}$ — Efortul unitar inițial stabilit în beton în orice fibră a secțiunii, înainte de încărcarea elementului cu sarcini exterioare.

F_{as} — Secțiunea totală (suma secțiunilor) a armăturii preîntinse ($F_{as} = F_a + F_a'$).

F_{a0}, F_{a0}' — Secțiunea armăturii obișnuite care nu este supusă preîntinderii și așezată respectiv în zonele care lucrează la încărcări utile, la întindere și compresiune.

F_{bi} — Suprafața ideală a secțiunii.

F_l — Suprafața părții secțiunii lărgite întinse.

F_{cons} — Suprafața consolelor tălpii comprimate a secțiunii T sau dublu T.

$h_{s\cdot c\cdot inf}$; $h_{s\cdot c\cdot sup}$ — Distanța dela axa care trece prin centrul de greutate al secțiunii (de axa centrală) până la fibra inferioară a sâmburelui central $\left(h_{s\cdot c\cdot inf} = \frac{W_s}{F_{bi}}\right)$, $\left(h_{s\cdot c\cdot sup} = \frac{W_i}{F_{bi}}\right)$.

h_i, h_s — Distanța dela axa centrală la fibra inferioară, respectiv superioară a secțiunii.

e_0 — Distanța dela rezultanta eforturilor întregii armături preîntinse până la axa centrală a secțiunii.

e_0' — Distanța dela rezultanta eforturilor din armătura preîntinsă F_a', așezată în zona care lucrează la compresiune sub sarcina de exploatare până la axa centrală a secțiunii.

n — Raportul dintre modulul de elasticitate al oțelului și modulul de elasticitate al betonului $\left(n = \frac{E_a}{E_b}\right)$.

ψ_c — Coeficientul efortului zonei comprimate a secțiunii.

ψ_t — Coeficientul efortului zonei întinse a secțiunii.

μ — Coeficientul de armare.

$$\left(\mu = \frac{F_a}{F_b};\ \mu' = \frac{F_a}{F_b};\ \mu_s = \frac{F_{as}}{F_b};\ \mu_0 = \frac{F_{a0}}{F_b};\ \mu'_0 = \frac{F'_{a0}}{F_b}\right)$$

Scanned with OKEN Scanner

PARTEA A DOUA [1])

PĂRȚI DE CONSTRUCȚII DIN BETON ARMAT

CAPITOLUL XII

PĂRȚI DE CONSTRUCȚII MONOLITICE ALE CLĂDIRILOR INDUSTRIALE ȘI CIVILE

§. 53. SOLUȚIILE DE BAZĂ PENTRU SCHELETELE CLĂDIRILOR AVÂND NUMAI PARTER ȘI PENTRU CELE CU PARTER ȘI MAI MULTE ETAJE

La clădirile cu schelet din beton armat, toate părțile portante sunt executate din beton armat și se prezintă de obicei sub forma unei combinații din elemente verticale și orizontale, legate rigid între ele. Zidurile exterioare se execută dintr'o așa numită zidărie de umplutură; zidăria de umplutură nu constitue un element de construcție portant și grosimea ei este condiționată mai ales de calculele termotehnice.

La clădirile care sunt încălzite, pentru a se evita o eventuală înghețare a scheletului de rezistență, acesta se acoperă, la partea exterioară, cu o zidărie de cărămidă sau de un alt material.

Construcția clădirii cu schelet de rezistență din beton armat prezintă următoarele avantaje față de construcțiile cu ziduri masive: rezistența și rigiditatea, mai mari; numărul mai mic de puncte de sprijin (stâlpi), posibilitatea de a se folosi ca elemente de umplutură, materiale ușoare, care nu se pot întrebuința la construcții cu ziduri portante, precum și posibilitatea mai mare de industrializare.

Scheletul de beton armat este deosebit de indicat pentru clădiri fără etaje, cu deschideri mari și cu încărcări mari, date de macarale (poduri rulante *N. R.)* precum și pentru clădiri cu mai multe etaje, de înălțime mare.

Din această cauză, clădirile cu schelet de rezistență din beton armat au căpătat o întrebuințare largă în construcțiile industriale, iar în ultimul timp, și în construcțiile civile, la clădiri cu mai multe etaje.

1. Clădirile cu schelet de rezistență având numai parter

Aceste clădiri pot avea o singură deschidere sau mai multe deschideri, cu schelet exclusiv din beton armat sau mixt.

Partea de construcție portantă a clădirilor cu schelet numai din beton armat o constitue cadrele (fig. 234), legate în sens longitudinal prin grinzi

[1]) Din motive redacționale această lucrare apare în două volume, care corespund celor două părți din textul original. Deasemenea simbolurile convenționale referitoare la elementele de beton armat precomprimat s'au trecut la începutul acestui volum *(N. R.)*.

Scanned with OKEN Scanner

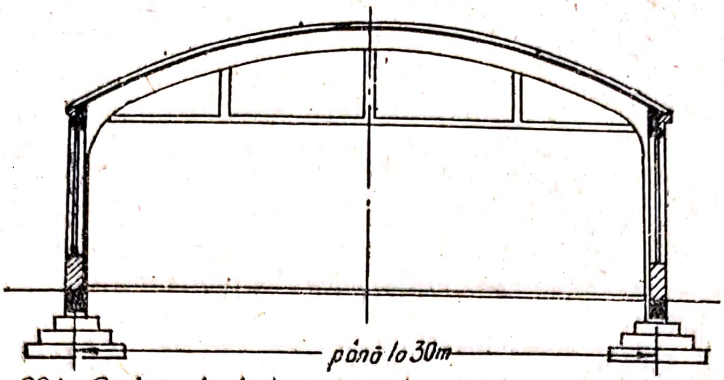


Fig. 234. Cadru de beton armat, cu singură deschidere

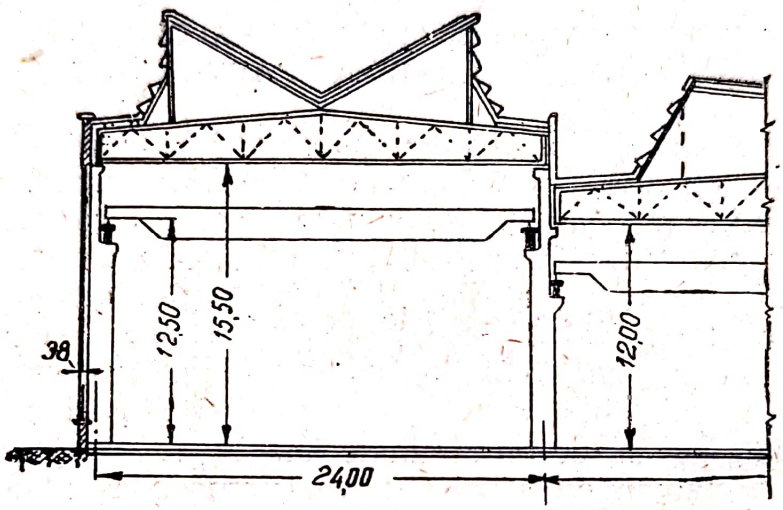


Fig. 235. Construcţia mixtă a scheletului unei clădiri, cu stâlpi de beton armat şi cu elemente de construcţii metalice la acoperiş

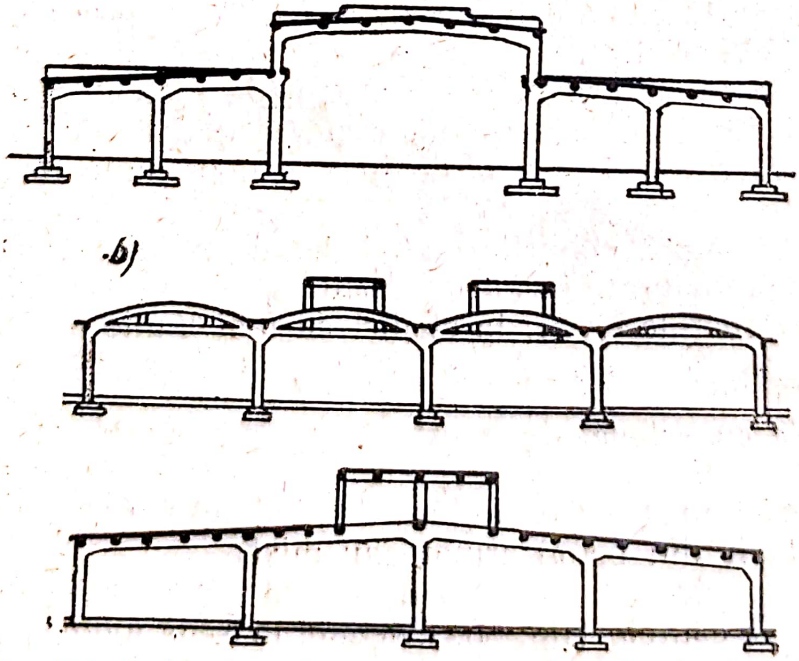


Fig. 236. Cadre de beton armat cu mai multe deschideri:
a — cu deschiderea dela mijloc supraînălţată; b — cu luminatoare

(grinzi de fundație, grinzi de centură, grinzi de rulare etc.). In locul cadrelor, își găsesc întrebuințare și suprafețele autoportante de beton armat, cu o așezare mai rară a stâlpilor (de exemplu hale de montaj, hangare etc.).

Un schelet executat exclusiv din beton armat se întrebuințează atunci când clădirea trebue să aibă o mare rezistență la foc. Dacă această condiție nu e necesară, se preferă adesea o construcție mixtă. Aceasta constă din stâlpi de beton armat, încastrați separat, legați deasemenea, pe direcția longitudinală, cu grinzi principale, grinzi de rulare etc. Elementele de construcție portante ale acoperișului sunt alcătuite din ferme sau arce metalice (sau de lemn) ca în figura 235.

Pe baza cercetărilor, s'a stabilit că pe direcția longitudinală, distanța optimă dintre cadrele de beton armat sau dintre stâlpi este de 6,0 m. Pe direcția transversală, deschiderile se iau de obicei de un număr întreg de metri, în majoritatea cazurilor un multiplu al jumătății traveei (3 m), adică 12, 15, 18, 21, 24, 27 și 30 m.

Mărimea deschiderilor și numărul lor sunt determinate în funcție de condițiile tehnologice și, într'o oarecare măsură, și în funcție de considerente economice.

La proiectarea clădirilor cu mai multe deschideri, se dă o atenție deosebită iluminării deschiderilor intermediare. In acest scop, deschiderea dela mijloc se face mai înaltă, dându-se astfel posibilitatea de a folosi, pentru iluminat, fâșiile continue de goluri ale ferestrelor superioare (fig. 236, *a*). In alte cazuri, se prevăd luminatoare cu o lățime suficient de mare (fig. 236, *b*).

Zidăria de umplutură a scheletului trebue să se execute din materiale cât mai ușoare și cât mai rele conducătoare de căldură, ca de pildă betonul de sgură, piatra ponce, cheramzitul și altele. Se întrebuințează deasemenea cărămidă cu goluri, diferite blocuri din betoane ușoare, precum și cărămidă combinată cu materiale izolante (beton spumos, plăci de turbă etc.). Pentru a lega zidăria de umplutură cu stâlpii, se scot deobicei din stâlpi, mustăți, din armături subțiri.

Pentru a rezema zidăria de umplutură dintre stâlpii așezați pe fundații izolate, se prevăd așa numitele grinzi de fundație, care au deobicei secțiunea dreptunghiulară (fig. 237). Partea lor superioară se așează la un nivel puțin mai jos decât nivelul pardoselei clădirii.

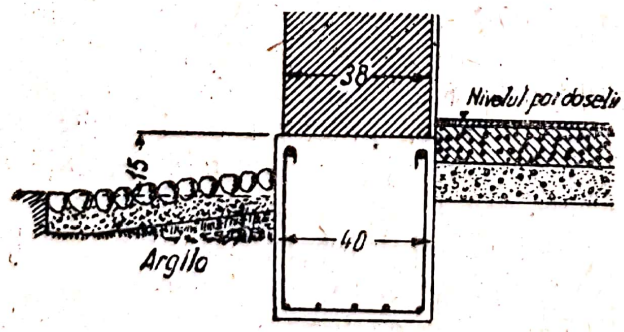


Fig. 237. Secțiune prin grindă de fundație

In acest caz, dacă terenul de fundație e argilos și deci se poate umfla, trebue amenajat la partea inferioară un pat din nisip uscat, afânat, sau din sgură, pentru a se evita o eventuală împingere asupra grinzii. Dacă terenul este nisipos, este suficient ca pământul înconjurător să fie menținut în stare uscată. Aceasta se realizează prin amenajarea unei pante de scurgere din argilă și a unui pavaj.

Scanned with OKEN Scanner

2. Clădirile cu schelet cu mai multe etaje

Elementele portante de bază ale acestor clădiri sunt cadrele cu mai multe etaje. Înălțimea diferitelor etaje variază între limitele de 3,5 și 5,0 m, însă pot fi amenajate și încăperi care au destinația de săli, cu înălțimea mergând până la două, trei etaje.

Dacă se folosește un singur rând de stâlpi interiori, lățimea minimă a clădirii este de 12,0—15,0 m. Dacă stâlpii sunt în trei, patru rânduri, atunci și lățimea maximă, limitată de posibilitățile de iluminare, nu va depăși 25,0—30,0 m (fig. 238).

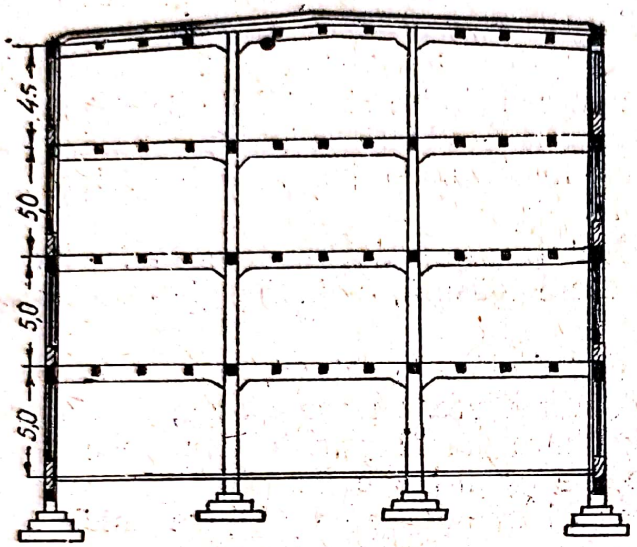


Fig. 238. Secțiune printr'o clădire cu mai multe etaje, cu schelet

Mărimea traveei (distanța dintre stâlpi) se fixează în funcție de destinația clădirii și de considerente economice. Comparând costul planșeelor (inclusiv stâlpii) clădirilor cu schelet cu mai multe etaje, s'a constatat că, dacă panourile sunt mai mari de 4,0 × 4,0 m, costul construcției crește treptat, și anume această creștere este de circa 10% pentru fiecare metru cu care se mărește latura panoului. Stâlpii se așează deobicei la distanțe de 5—8 m, distanța fiind condiționată de dimensiunile strungurilor și de necesitatea de a avea o oarecare libertate în ce privește așezarea lor, precum și o supraveghere mai bună.

Se recomandă a nu se adopta însă în mod inutil deschideri prea mari, căci aceasta are drept consecință creșterea înălțimii grinzilor și, prin urmare, creșterea volumului elementelor de construcție, a înălțimii etajului și a cubajului total al construcției, adică scumpirea ei.

Același principiu de alegere a unei distanțe cât mai avantajoase între stâlpi, trebue să stea și la baza așezării stâlpilor exteriori ai scheletului. Deoarece grinzile marginale suportă nu numai zidăria de umplutură a pereților, dar și sarcinile transmise de planșee, în cazul unei deschideri relativ mari între stâlpii marginali, este avantajos ca această distanță să fie subîmpărțită prin stâlpi intermediari.

Intr'o deschidere pot fi unul sau doi stâlpi intermediari, numărul lor depinzând de distanța de bază dintre stâlpi și de mărimea sarcinii.

Grinzile marginale trebue să aibă o astfel de lățime și de rezistență, încât să poată susține peretele etajului imediat superior și sarcina transmisă de planșeu; adeseori, ele servesc în același timp și ca buiandrugi pentru ferestre.

Uneori, zidăria de umplutură a pereților (exteriori) este scoasă înafara planului stâlpilor și rezemată pe consolele planșeului (fig. 239). Micșorarea deschiderii grinzilor, descărcarea grinzilor în câmpuri datorită con-

solelor, suprimarea aproape totală a excentricității de aplicare a sarcinilor pe stâlpii marginali și fundațiile mult mai ușoare ale stâlpilor marginali, reprezintă avantagiile obținute în cazul acestei soluții, care reduce în mod apreciabil costul clădirii. Totuși, o astfel de soluție pentru scheletul cu console este rațională numai atunci când destinația clădirii admite folosirea unui spațiu relativ îngust dintre rândul marginal de stâlpi și pereții de fațadă.

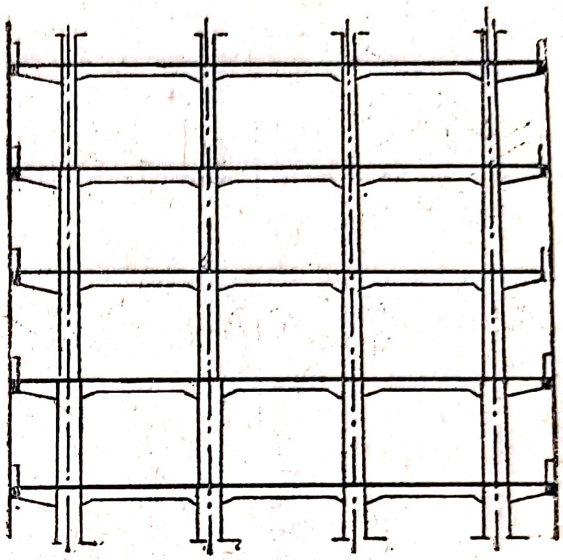


Fig. 239. Scheletul de beton armat al unei clădiri cu zidăria de umplutură așezată în consolă

Înălțimea limită a clădirilor cu schelet de beton armat este determinată deasemenea de considerente economice și este totodată în funcție de destinația clădirii. Înălțimea clădirilor industriale depășește foarte rar cinci, șase etaje (40 m). Clădirile civile construite în U.R.S.S., în primele cincinale aveau înălțimea maximă de 8—12 etaje, ajungând în cazuri rare până la 15 etaje, inclusiv parterul (clădirea Gosprom din Harcov). Cercetările efectuate în acel timp au dus la concluzia că, pentru clădiri cu înălțimea de 15 etaje, este rentabil scheletul de beton armat cu armătură flexibilă, iar până la 20 de etaje, scheletul cu armătura rigidă. Experiența executării construcțiilor înalte dela Moscova permite ca limita întrebuințării raționale a scheletelor de beton armat (cu armătura rigidă) să fie mărită la cel puțin 25 de etaje și chiar la 30 de etaje[1]). Aceste limite sunt convenționale și se pot schimba în funcție de diferite condiții.

In urma cercetărilor s'a constatat deasemenea că pentru clădirile publice, pe lângă numărul de etaje, au o mare importanță caracterul încăperilor și mărimile sarcinilor utile. De exemplu, pentru un magazin universal, chiar atunci când numărul de etaje este redus, scheletul de beton armat poate da soluția optimă, deoarece, în acest caz, încăperile sunt relativ puțin încărcate cu puncte de reazem, iar la partea superioară este posibilă amenajarea unor goluri mari de ferestre.

Scheletul din beton armat cu armătura rigidă, păstrând avantajele scheletelor metalice, în ce privește comoditatea și viteza de executare a clădirii, permite în același timp să se reducă în mod sensibil consumul de metal, în comparație cu scheletul metalic.

După cum se știe, în scopul economisirii metalului, în calcul trebue să fie luată secțiunea minimă a armăturii rigide, asigurând posibilitatea de a o folosi ca o construcție metalică în procesul de execuție. Incărcarea totală de calcul este preluată de către secțiunea de beton armat cu adăugarea armăturii flexibile[2]).

[1]) In literatura tehnică se cunosc cazuri de clădiri cu 30 de etaje, cu schelete de beton armat.

[2]) Vezi capitolul XI.

La Moscova, la construirea primelor clădiri înalte, cu grinzi din beton armat (în piața Smolensc), armătura rigidă care a fost adoptată era foarte grea, deosebindu-se foarte puțin de o execuție cu schelet metalic; de-aceea, economia de metal realizată a fost de numai 25%.

La proiectarea ulterioară a clădirilor cu schelet de beton armat, sarcinile din perioada de execuție (de montaj) au fost reduse, ceeace a redus mult consumul de materiale, aproape până la 50%. Odată cu aceasta, a fost obținută și o îmbunătățire considerabilă a alcătuirii armăturii rigide propriuzise: la stâlpi, profilele dublu T grele, cu tălpi late, sudate, au fost înlocuite cu profile U laminate, iar nodul de îmbinare a stâlpilor cu grinzile a fost simplificat, pentru a se asigura o ușurință mai mare la betonare; în locul diafragmelor orizontale (fig. 228), au fost întrebuințate table verticale, care trec printre profilele U, și bare de oțel, care trec prin inima profilelor U[1]) (fig. 240).

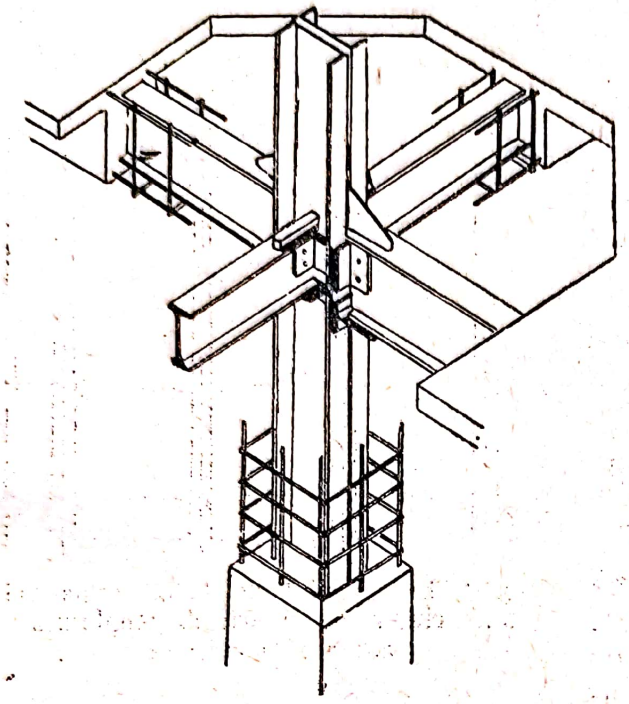


Fig. 240. Schelet de beton armat, cu armătura rigidă

La clădirile înalte, toate planșeele dintre etaje se execută din beton armat, nu numai în scopul de a se asigura o protecție mai bună împotriva incendiului, dar și pentru folosirea acestora ca diafragme orizontale rigide. La unele clădiri, planșeele se execută monolitic, în același timp cu betonarea stâlpilor și a grinzilor scheletului; la altele (clădirea Universității de Stat din Moscova, hotelul de pe cheiul Dorogomilovsc din Moscova), planșeele se execută din panouri mari, prefabricate din beton armat (cu rosturi executate monolitic, ulterior). Punerea la punct a întrebuințării pentru planșee a panourilor prefabricate cu dimensiuni mari a făcut posibilă folosirea acestor panouri și la construcția clădirilor obișnuite, cu mai multe etaje, cu schelet de beton armat.

3. Comparație tehnico-economică între scheletul de rezistență de beton armat și cel metalic

Pe lângă scheletele de beton armat, se întrebuințează și scheletele metalice, atât la clădirile industriale numai cu parter, cât și la cele cu mai multe etaje. Ambele feluri de schelete prezintă o serie de avantaje și de desavantaje.

[1]) *A. P. Vasiliev:* Folosirea betonului armat cu armătură rigidă la scheletele clădirilor înalte (din revista „Industria construcțiilor", Nr. 12/1950).

Scheletul de beton armat are, în comparație cu cel metalic, următoarele avantaje: rezistență la foc, rigiditatea mare a întregului schelet, asigurarea ușoară a rigidității nodurilor și un consum mult mai redus de oțel (cu 30—50%).

La aceasta trebue adăugat costul mai mic care se obține în cazul unor deschideri mici (15—20 m) ale clădirilor fără etaj și în cazul unor înălțimi relativ reduse (până la 25 etaje) — la cele cu mai multe etaje. Dintre neajunsuri fac parte: secțiunea ceva mai mare a stâlpilor în etajele inferioare și dificultatea de extindere a clădirii și de transformare, în cazul schimbării caracterului utilizării ei; în afară de aceasta, pe timp friguros se scumpește operația de betonare a scheletului de beton armat.

Avantajele principale ale scheletelor metalice sunt: greutatea proprie mai mică și secțiunea ceva mai redusă a elementelor de construcție, ceeace permite să se obțină o suprafață utilă maximă a clădirii.

In ceeace privește costul scheletelor de beton armat și metalice, importanța hotărîtoare o au mărimea deschiderii și sarcinile date de podurile rulante la clădiri fără etaje și numărul de etaje (înălțimea) la cele cu mai multe etaje. La o înălțime până la 25 etaje, înlocuirea scheletului metalic cu cel de beton armat reduce costul clădirii cu aproximativ 10%.

§. 54. ALCĂTUIREA CONSTRUCTIVĂ A CADRULUI DE BETON ARMAT

1. Noțiuni generale

La construcțiile de beton armat se întâlnește foarte adesea ca element de construcții cadrul. Formele constructive ale cadrelor sunt foarte variate.

Cadrele pot fi cu doi stâlpi — *cu o singură deschidere* — și cu mai mulți stâlpi — *cu mai multe deschideri*. La acestea din urmă stâlpii pot fi executați, fie pendulari, fie legați rigid în grindă (fig. 241). Pentru diferitele tipuri de clădiri industriale, în special pentru acelea care au un regim de temperatură cu variații brusce și stâlpi de înălțime mică trebue preferate cadrele cu stâlpii intermediari pendulari, considerându-i ca articulați: rigiditatea transversală a acestor cadre se asigură deobicei prin îmbinarea rigidă dintre stâlpii extremi și grinda cadrului.

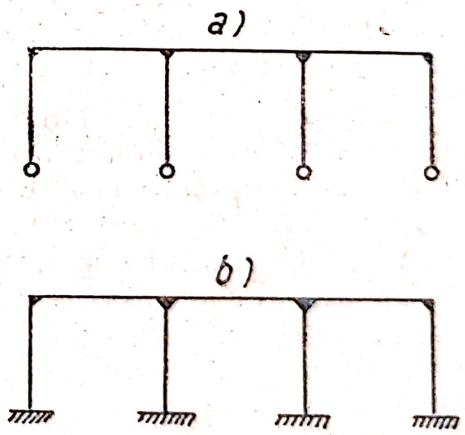


Fig. 241. Scheme de cadre de beton armat cu mai multe deschideri:
a — cu stâlpi intermediari, articulați;
b — cu stâlpi intermediari, rigizi.

Diferitele cadre așezate unul deasupra altuia și legate într'un tot formează cadre cu mai multe etaje.

Se mai deosebesc cadre închise, care se întâlnesc la buncăre, silozuri, rezervoare etc.

In funcție de executarea reazemelor, cadrele pot fi articulate sau încastrate.

La cadrele de beton armat articulate, grinzile au secțiuni mai mari, stâlpii au uneori secțiunea variabilă și fundațiile sunt relativ ușoare; cadrele

încastrate au grinzi cu secțiune mai mică, stâlpii cu secțiune constantă și fundații mai grele.

Alegerea cadrelor cu articulații sau încastrate — este influențată nu numai de considerente economice, dar și de condițiile terenului de fundație.

In cazul unui teren nesigur, cadrele articulate sunt preferate celor încastrate, deoarece orice deplasare a reazemelor are influență mult mai mare asupra cadrelor încastrate decât asupra celor articulate.

Variațiile de temperatură au deasemeni influență asupra cadrelor articulate, însă într'o măsură mai mică. Deaceea, atunci când sunt de așteptat variații mari de temperatură, este de preferat cadrul articulat.

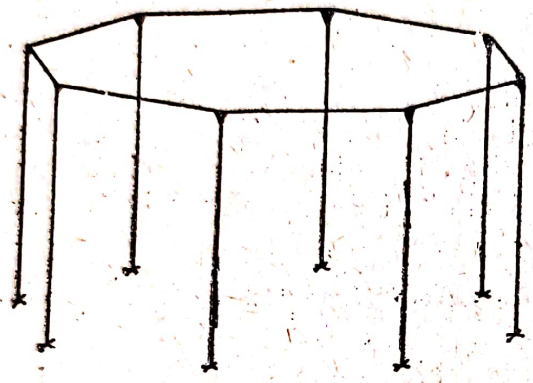


Fig. 242. Schema unui cadru în spațiu

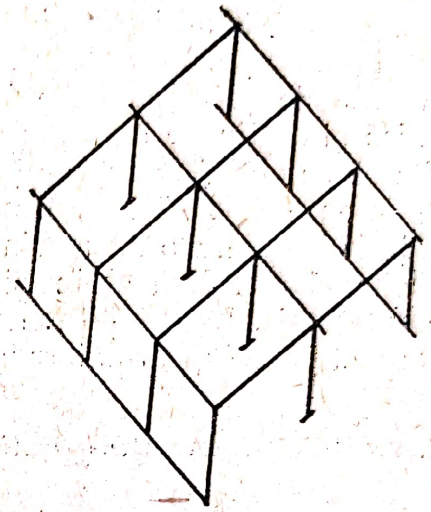


Fig. 243. Scheletul de rezistență în spațiu, format din cadre plane și grinzi longitudinale

Atunci când stâlpii cadrelor sunt terminați cu fundații mici, așezate direct pe teren, care permite o rotire a fundațiilor, — pentru a simplifica calculul, cadrul poate fi considerat ca articulat în fundație.

Afară de cadrele plane, se întâlnesc și cadre în *spațiu* (fig. 242), la care elementele componente ale cadrului și sarcinile care acționează asupra lor nu sunt dispuse într'un singur plan.

In esență, cadrele plane, fiind legate rigid între ele, prin grinzi longitudinale (fig. 243), formează, în majoritatea cazurilor, sisteme în spațiu. Pentru calcul, acestea pot fi separate în cadre plane și grinzi longitudinale de legătură, fără ca prin aceasta să se comită o eroare mare.

După cum s'a arătat mai înainte, cadrele de beton armat reprezintă un element constructiv important al construcțiilor industriale și inginerești, precum și al unora dintre clădirile civile. Pentru acoperirea unor încăperi mari, și-au găsit întrebuințare cadre cu deschideri până la 30 m.

Pentru deschideri mai mari, cadrele de beton armat revin deobicei mai costisitoare decât fermele metalice. Aceasta se explică prin faptul că, în astfel de cazuri, raportul dintre încărcarea utilă și greutatea proprie, destul de însemnată, devine nerațional. Totuși, atunci când se întrebuințează materiale de calitate superioară și se aplică metode moderne de executare a lucrărilor, se pot executa cadre plane de beton armat, cu deschideri de 50 m și mai mari. In aceste cazuri, este rațional să se treacă la executarea de planșee de acoperiș în spațiu, din suprafețe autoportante mult mai ușoare și mai avantajoase.

2. Cadre cu o singură deschidere

Alcătuirea cadrelor, în funcţie de acţiunea forţelor exterioare şi interioare, este subordonată în general aceloraşi reguli şi metode, expuse pentru grinzi şi stâlpi.

Inainte de toate, se va studia *cadrul cel mai simplu, cu două articulaţii şi cu grindă orizontală,* denumit adeseori „cadru portal" (fig. 244). Dia-

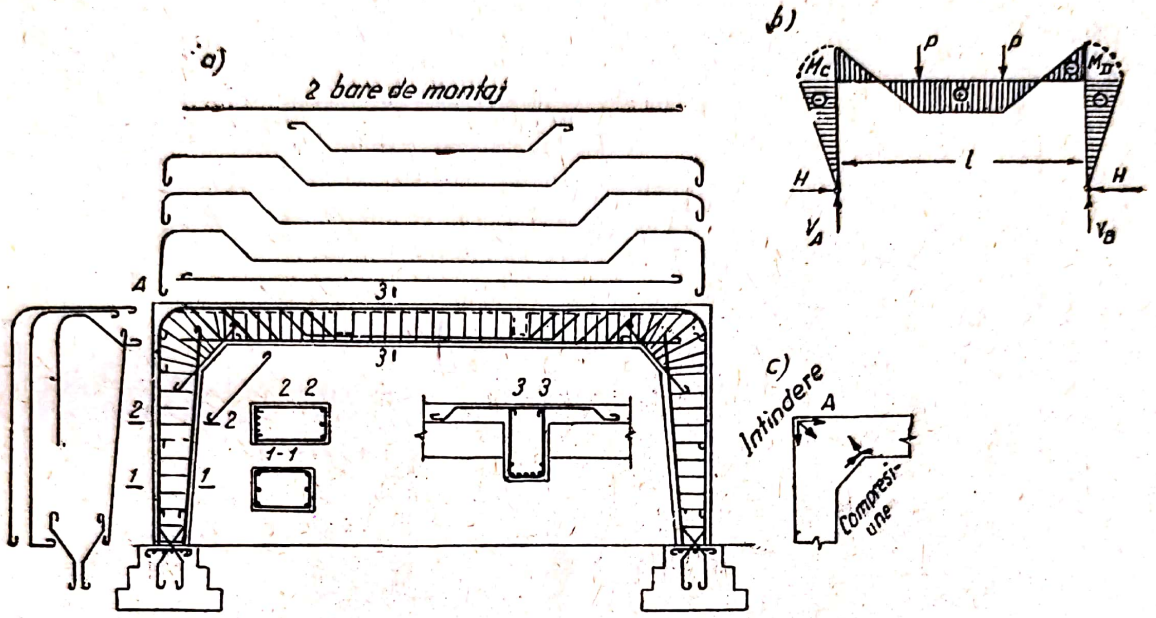


Fig. 244. Cadru cu două articulaţii (portal):
a — construcţia cadrului; b — diagrama momentelor; c — schema eforturilor în colţurile cadrului.

grama momentelor acestui cadru, date de sarcinile de bază şi transmise prin grinzile longitudinale, este reprezentată în figura 244, *b*.

Cadrele, aşezate la o anumită distanţă unul de celălalt, sunt legate monolit, prin grinzi longitudinale şi prin placă, adică planşeul aşezat peste cadre se prezintă ca un planşeu cu nervuri, ale cărui grinzi principale sunt grinzile cadrelor.

Stâlpii cadrelor se proiectează ca stâlpii supuşi la încărcări excentrice, şi au, în zona întinsă şi în cea comprimată, bare longitudinale, legate cu etrieri. Mărirea treptată a secţiunii transversale a stâlpilor spre partea superioară şi trecerea înclinată (vutele) dela stâlpi la grindă corespund variaţiei momentelor. Adeseori, stâlpii se execută (până la vute) cu secţiune constantă.

Grinda cadrului se armează ca o grindă încastrată elastic. Totodată, în locurile unde sunt momente pozitive, se consideră în calcule secţiunea T cu talpa (placa) comprimată, iar în locurile unde sunt momente negative, se consideră secţiunea dreptunghiulară. Ca şi în grinzi, eforturile unitare principale de întindere sunt preluate de către barele ridicate ale grinzii şi de etrieri; în figura 244 *a,* barele ridicate sunt repartizate pe porţiunile cuprinse între colţurile cadrului şi punctele de aplicare a forţelor concentrate (grinzi longitudinale).

O parte din barele ridicate ale grinzii trebue să fie trecute în stâlpii cadrului şi să fie terminate cu ciocuri; deasemenea, barele exterioare ale

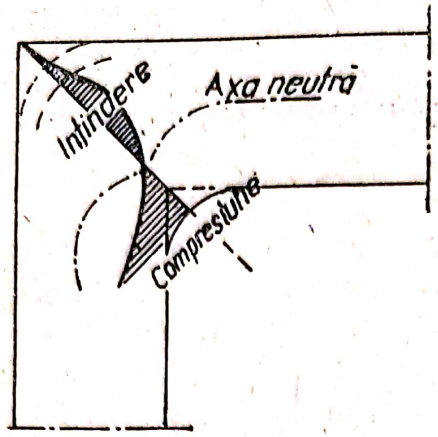


Fig. 245. Diagrama eforturilor unitare normale, în secțiunea dela colț

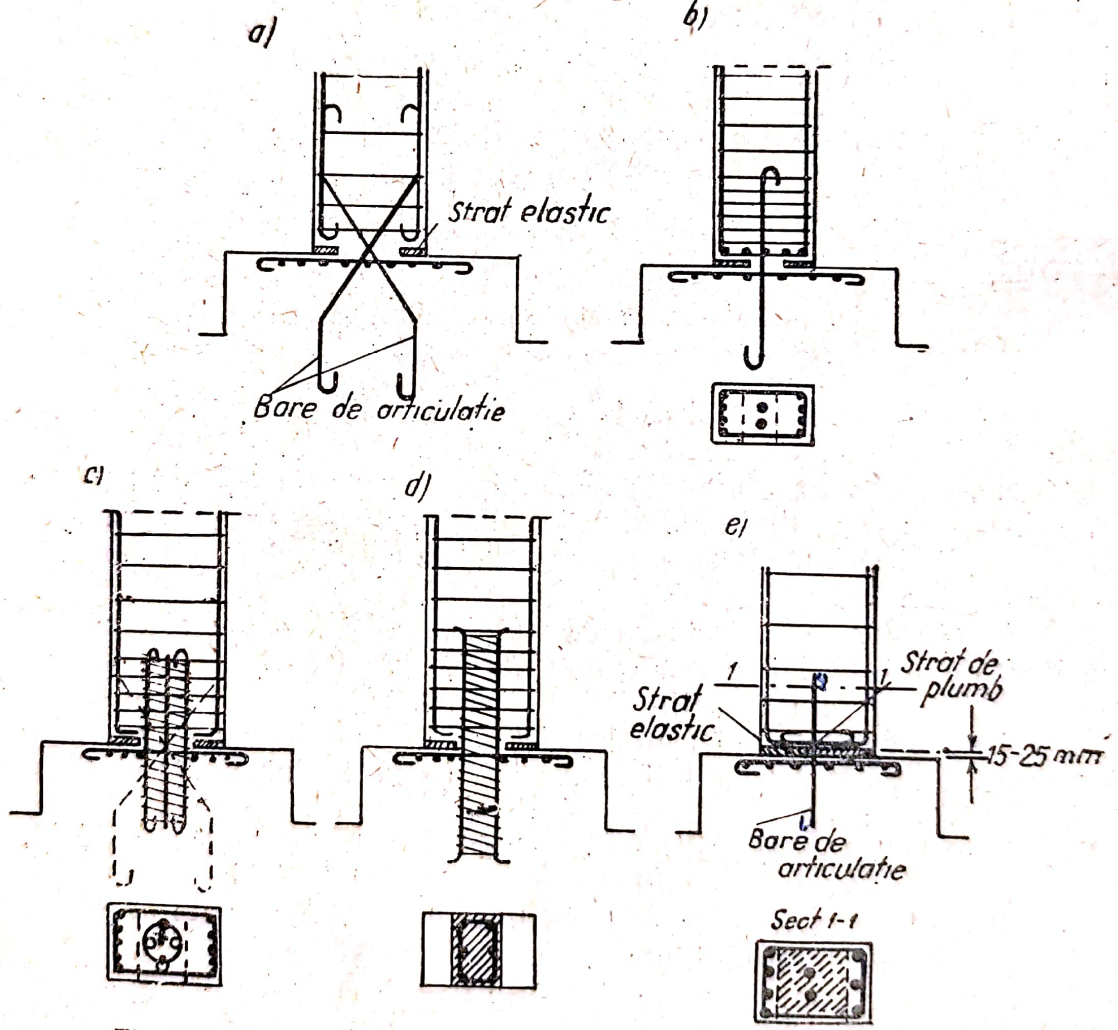


Fig. 246. Sisteme de îmbinări cu articulații între stâlpi și fundații

stâlpilor trebue să fie introduse suficient de departe în grinzi și să fie îndoite parțial, în jos. Pentru a se executa lucrările ușor, în grinzi se introduc adeseori numai barele stâlpilor.

Deoarece grinda cadrului se prezintă aici ca o grindă principală a planșeului și barele de rezistență ale plăcii sunt așezate paralel cu aceasta, este necesar ca deasupra ei să fie montate bare suplimentare (fig. 244, *a*, secțiunea *3—3*).

Colțurile, adică îmbinările grinzii cadrului cu stâlpii, *sunt locurile cele mai importante ale cadrului*. Construcția colțurilor cadrelor trebue să asigure caracterul monolitic și invariabil al construcției, precum și o execuție simplă. Totodată, atât dimensiunile secțiunii, cât și distribuția armăturii la colțuri, trebue să corespundă repartiției eforturilor care acționează în secțiunea dela colț.

Experiențele au confirmat că repartizarea eforturilor unitare normale, atunci când colțul lucrează la încovoiere, depinde mult de conturul colțului intrând (fig. 245). Astfel, odată cu micșorarea razei de rotunjire și, mai ales, cu trecerea dela rotunjire la un unghi drept, eforturile de compresiune la partea interioară cresc foarte mult și axa neutră se deplasează spre unghiul intrând; eforturile unitare de întindere cresc deasemenea, valorile maxime obținându-se la o oarecare distanță dela el, iar nu la marginea unghiului exterior, unde acestea sunt egale cu zero. De aici, urmează că la cadrele din beton armat, în scopul de a se reduce suprasolicitările locale, este necesar ca unghiurile intrânde să fie proiectate sub forma unor rotunjiri sau vute. Vutele sunt necesare în special la cadrele la care, în urma rigidității mari a stâlpilor, se nasc momente însemnate la colțuri. Numai dacă rigiditatea stâlpilor nu este mare, în comparație cu aceea a grinzii, se poate admite ca racordarea acesteia cu stâlpul să se facă sub un unghi drept.

In colțurile cadrului considerat, unde eforturile de întindere se nasc la unghiul exterior (fig. 244, *c*), barele exterioare se rotunjesc, pentru ca rezultanta eforturilor de întindere, orientată înspre interior, și care acționează comprimând betonul, să nu provoace ruperea acestuia.

In partea interioară comprimată a colțului, barele de rezistență se continuă în interiorul colțului, iar dealungul vutei se montează bare suplimentare; montarea barelor continue, dealungul conturului, nu este admisă, pentru a se evita suprasolicitarea și strivirea betonului, în locul de îndoire a armăturii.

Imbinarea articulată a stâlpilor de fundații se realizează de cele mai multe ori, folosind bare încrucișate (fig. 246, *a*) sau bare-dornuri verticale (fig. 246, *b*); în cazul unor sarcini importante, pentru a se mări rezistențele admisibile în articulații, se execută o fretă din spirală (fig. 246, *c* și *d*).

Această îmbinare nu asigură o rotire complet liberă; din această cauză, în secțiunea inferioară a reazemului poate apărea un oarecare moment de încastrare. La astfel de articulații imperfecte, secțiunea stâlpului se micșorează în dreptul articulației, până la $^1/_2$—$^1/_3$ din secțiunea totală; pe margini, între stâlpi și fundație, se prevede un strat de pâslă, impregnat cu bitum, câlți sau carton asfaltat. La cadrele cu dimensiuni mari, articulația poate fi executată folosind un strat de plumb de 15—25 mm grosime (fig. 246, *e*) Uneori, prin stratul de plumb se trec dornuri verticale, pentru a prelua împingerea orizontală: aceasta constitue însă o complicație în plus, deoarece

Scanned with OKEN Scanner

frecarea este de obicei suficientă pentru a prelua această împingere. Aici, rotirea stâlpului se produce prin strivirea stratului de plumb; efortul unitar în acesta nu trebue însă să depăşească 150 kg/cm².

In toate modurile de executare a articulaţiei descrise aici, presiunea stâlpului se concentrează pe o suprafaţă redusă. In consecinţă, este necesar ca atât la partea inferioară a stâlpului, cât şi la partea superioară a fundaţiei (sau a părţii de sub stâlp a fundaţiei) să se prevadă o cantitate sufi-

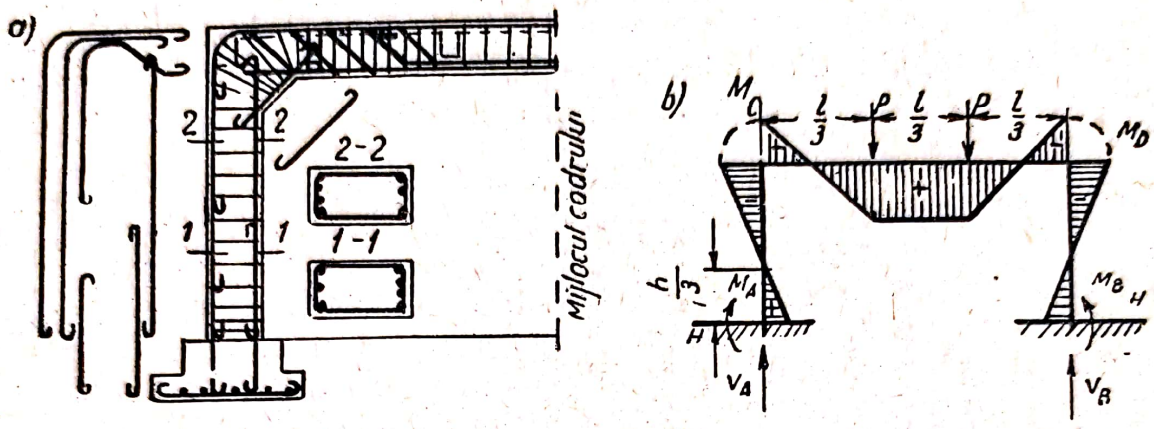


Fig 247. Cadru încastrat cu o deschidere:
a — alcătuirea cadrului; b — diagrama momentelor

cientă de armătură transversală sau de plase[1]), care măresc (ca şi freta) rezistenţa betonului la compresiune. Barele de articulaţie — cele care se încrucişează şi cele verticale — se calculează la forţa tăietoare din articulaţii (la forfecare).

In ce priveşte articulaţiile mai perfecţionate (metalice, fontă, piatră), acestea se întrebuinţează rar la construcţii de beton armat, şi anume atunci când sunt reacţiuni excepţional de mari la reazeme, de exemplu la naşterea arcelor de poduri.

Uneori, stâlpii cadrelor sunt montaţi pe fundaţii de piatră brută (beton), prin intermediul unor cuzineţi de beton armat (fig. 171). Acest mod de montare reprezintă o construcţie intermediară între încastrare şi articulaţie, în calcul considerându-se o construcţie fie de un tip fie de celălalt, în funcţie de mărimea suprafeţei tălpii cuzinetului.

In sfârşit, stâlpii cadrelor pot fi încastraţi rigid, în fundaţii.

In figura 247 este reprezentat *un cadru cu o singură deschidere (portal), cu grinzi orizontale şi cu stâlpi încastraţi.* După cum se vede din diagrama momentelor (fig. 247, *b*), momentele din stâlp îşi schimbă semnul, pornind dela locul de încastrare până la colţul superior al cadrului.

Pentru preluarea momentului de încastrare, se introduc în fundaţii bare (mustăţi), de care se leagă barele stâlpilor. Nu se recomandă introducerea directă în fundaţie a barelor longitudinale ale stâlpului, deoarece aceasta îngreuiază executarea lucrărilor. Stâlpii încastraţi se execută cu secţiunea transversală constantă.

[1]) Secţiunea acestor plase poate fi determinată cu ajutorul formulei empirice $F_a = \frac{N}{8000}$ cm², unde N este forţa longitudinală maximă în articulaţie, dată în kilograme.

BIBLIOTECA REGIONALĂ IAȘI

Armarea grinzii și a colțurilor se face în mod asemănător cu armarea unui cadru cu două articulații, ținând seamă de repartiția momentelor încovoietoare.

Cadrul cu grinda frântă se alcătuește ținându-se seamă de aceleași principii de bază ca și cadrul cu grindă orizontală. Aici trebue să se acorde o atenție deosebită armării locului de frângere a grinzii, în zona momentelor pozitive (fig. 248).

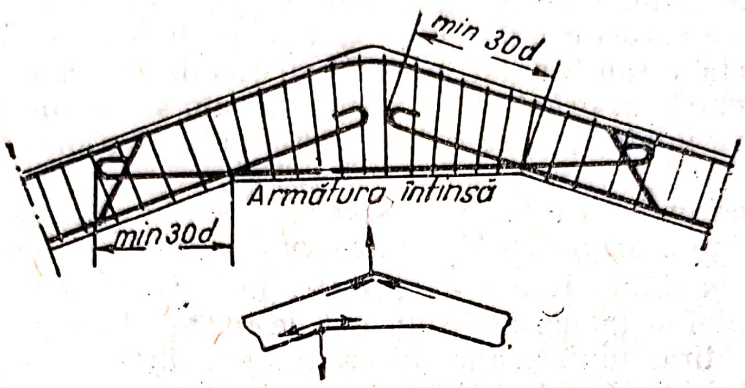


Fig. 248. Nodul dela coamă, al grinzii frânte

Deoarece rezultanta eforturilor de întindere din armătură este îndreptată în afara grinzii, armătura întinsă tinde să se smulgă din beton. Aceasta poate fi împiedecată printr'o așezare corectă a armăturii și prin montarea unui număr suficient de etrieri. Barele inferioare întinse nu trebue să ur-

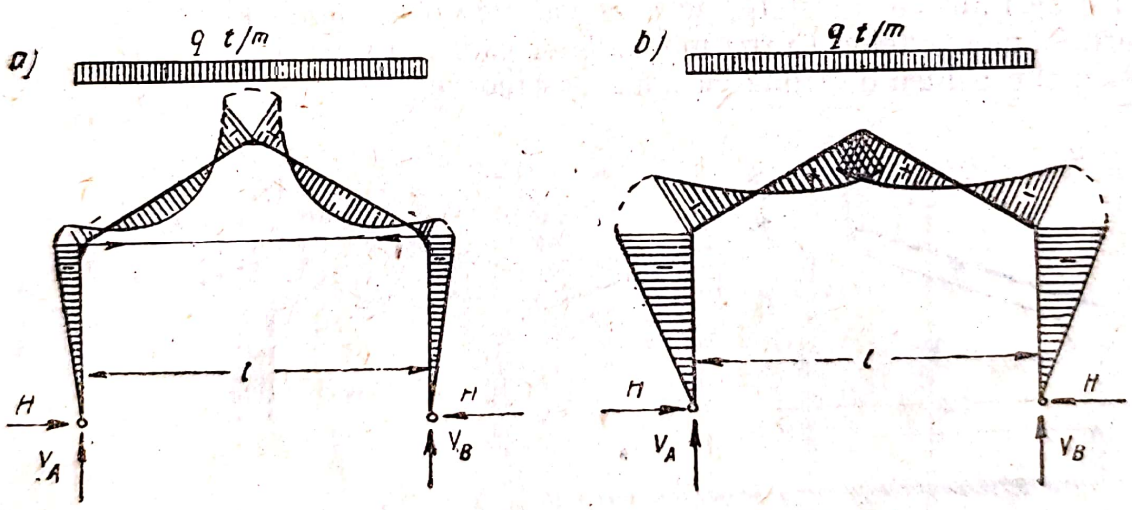


Fig. 249. Scheme de cadru cu grinda frântă:
a — cu tirant; b — fără tirant

meze conturul colțului; acestea trebue să fie duse, de fiecare parte, cu cel puțin 30 *d* dincolo de punctul de intersecție și să fie ancorate în zona comprimată; în partea orizontală (de racordare) a nodului se montează bare suplimentare.

Barele comprimate nu trebue să fie duse până în punctul cel mai de sus al nodului. Pentru a se putea alcătui corect astfel de noduri ale cadrului, grinda trebue să fie destul de lată, asigurându-se un loc suficient pentru distribuirea barelor.

33.413

Scanned with OKEN Scanner

Armarea nodurilor exterioare ale cadrului se face la fel ca armarea cadrului cu grinda orizontală.

Impingerea orizontală a cadrului este preluată adeseori numai de reacțiunea pământului și prin frecare. In unele cazuri (de exemplu, în cazul unor terenuri extrem de slabe), cadrele sunt prevăzute cu *tiranți,* care se așează *sub nivelul pardoselii.* In acest caz, barele tirantului sunt acoperite cu beton, pentru a proteja oțelul împotriva coroziunii.

La clădirile industriale se întâlnesc adeseori cadre cu grinda frântă (fig. 249), la care partea cea mai mare a împingerii orizontale este preluată de un *tirant* metalic sau betonat, așezat mai sus decât *linia reazemelor.* In acest caz, momentele în grindă și în stâlpi, precum și împingerea orizontală transmisă asupra fundațiilor, se reduc foarte mult, în comparație cu cadrul fără tirant.

La deschideri mai mari de 15 m, se recomandă în general să se prevadă tiranți, spre a obține secțiuni mai reduse, pentru grindă și fundații.

La cadrele cu tiranți trebue dată o atenție deosebită ancorării solide a capetelor tirantului și numărului suficient de tiranți de suspensie, pentru a evita deformarea tirantului. Neajunsul tiranților îl constitue o oarecare reducere a gabaritului interior al clădirii și complicațiile pe care le provoacă la executarea lucrărilor.

3. Cadre cu mai multe deschideri

Dacă vârful cadrului cu o singură deschidere și cu două articulații (fig. 250) e sprijinit cu un stâlp, aceasta va avea o influență favorabilă asupra repartiției momentelor. Curba momentelor cadrului va fi asemănătoare curbei momentelor pentru o grindă cu două deschideri.

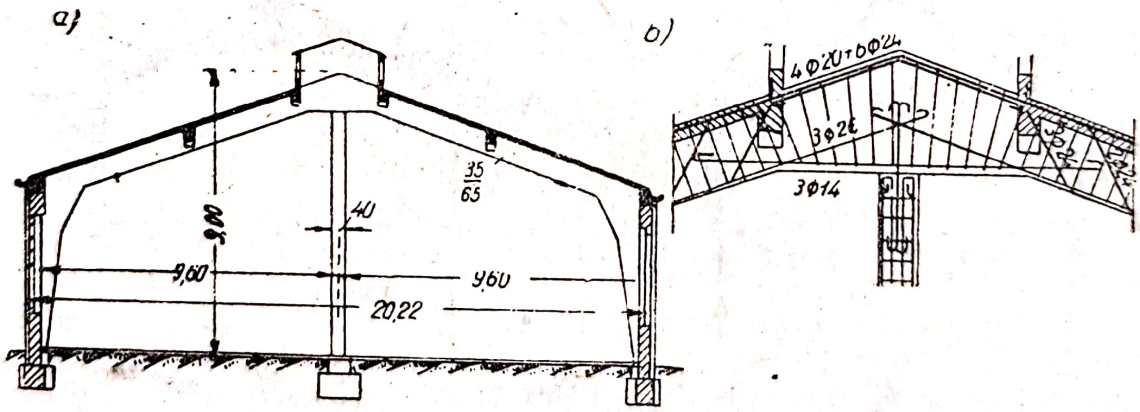


Fig. 250. Cadru cu un stâlp intermediar:
a — vederea de ansamblu a cadrului; b — detaliul nodului dela coamă

Dacă stâlpul intermediar dela mijloc lucrează ca un stâlp cu articulații, se execută ca și un stâlp obișnuit de beton armat, comprimat centric. Un astfel de stâlp se execută fie fără niciun fel de articulații, fie legându-l de grindă prin bare verticale, care trec prin mijlocul secțiunii stâlpului. Datorită rigidității mici a stâlpului, acesta nu va împiedica deplasările neînsemnate ale grinzii, care se pot produce în diferitele cazuri de încărcare.

Scanned with OKEN Scanner

Reazemul intermediar micșorează foarte mult împingerea orizontală în articulațiile stâlpilor marginali, în comparație cu un cadru de același fel, însă fără stâlp intermediar.

Dacă, având stâlpi puternici intermediari, nu se prevăd niciun fel de articulații, stâlpii trebue considerați ca stâlpi legați rigid de grindă.

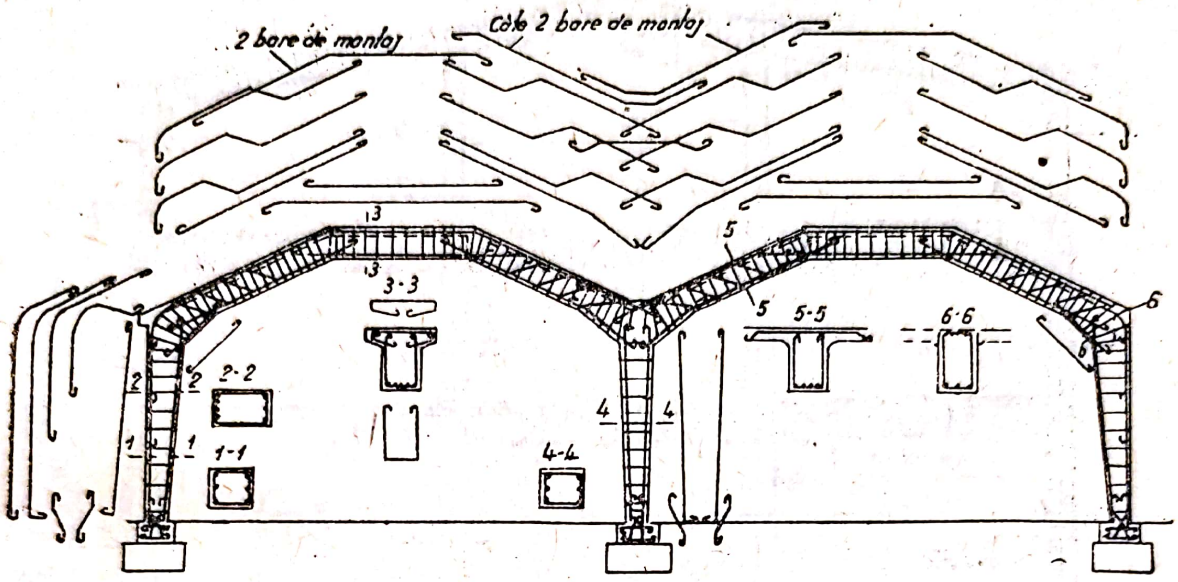


Fig. 251. Alcătuirea unui cadru cu două deschideri

In figura 251 este reprezentat un exemplu de cadru *cu două deschideri, având articulații la partea inferioară și o îmbinare rigidă a tuturor stâlpilor, cu rigla.* Acest cadru este de trei ori static nedeterminat. In fiecare deschidere, forma grinzii este trapezoidală, deoarece la partea superioară se execută luminatoare.

La armarea unui astfel de cadru se dă o atenție deosebită prelungirii în linie dreaptă a barelor de rezistență la fețele interioare ale nodurilor rigide și așezării armăturii deasupra stâlpului intermediar al cadrului. Aceste operații se fac cu scopul de a prelua momentele negative din reazem ale grinzii.

In mod asemănător se alcătuesc și cadrele cu un număr mai mare de deschideri.

4. Cadre etajate

Un exemplu de aplicare a cadrelor etajate îl constitue scheletul rigid monolitic al unei clădiri, a cărei secțiune transversală este reprezentată în figura 252. Grinzile principale ale planșeelor, împreună cu stâlpii intermediari și cu stâlpii marginali ai pereților, formează cadre etajate. Aceste cadre sunt dispuse după dimensiunea mai mică a clădirii (în sens transversal). Pe direcția dimensiunii mai mari, perpendicular pe cadre, sunt așezate grinzi longitudinale și grinzi centuri (deasupra stâlpilor exteriori), care servesc drept grinzi secundare pentru rezemarea plăcilor planșeelor.

Deschiderile obișnuite ale cadrelor etajate sunt de 5—8 m, iar distanța dintre cadre este aproximativ tot de 5—8 m. Se pot face însă și deschideri

mai mari de cadre (până la 16 m), având și distanțele între ele mai mari. Acestea trebuesc însă evitate, deoarece grinzile au în acest caz secțiuni prea mari: pentru micșorarea acestora din urmă, se recurge la armarea dublă și la mărci superioare de beton.

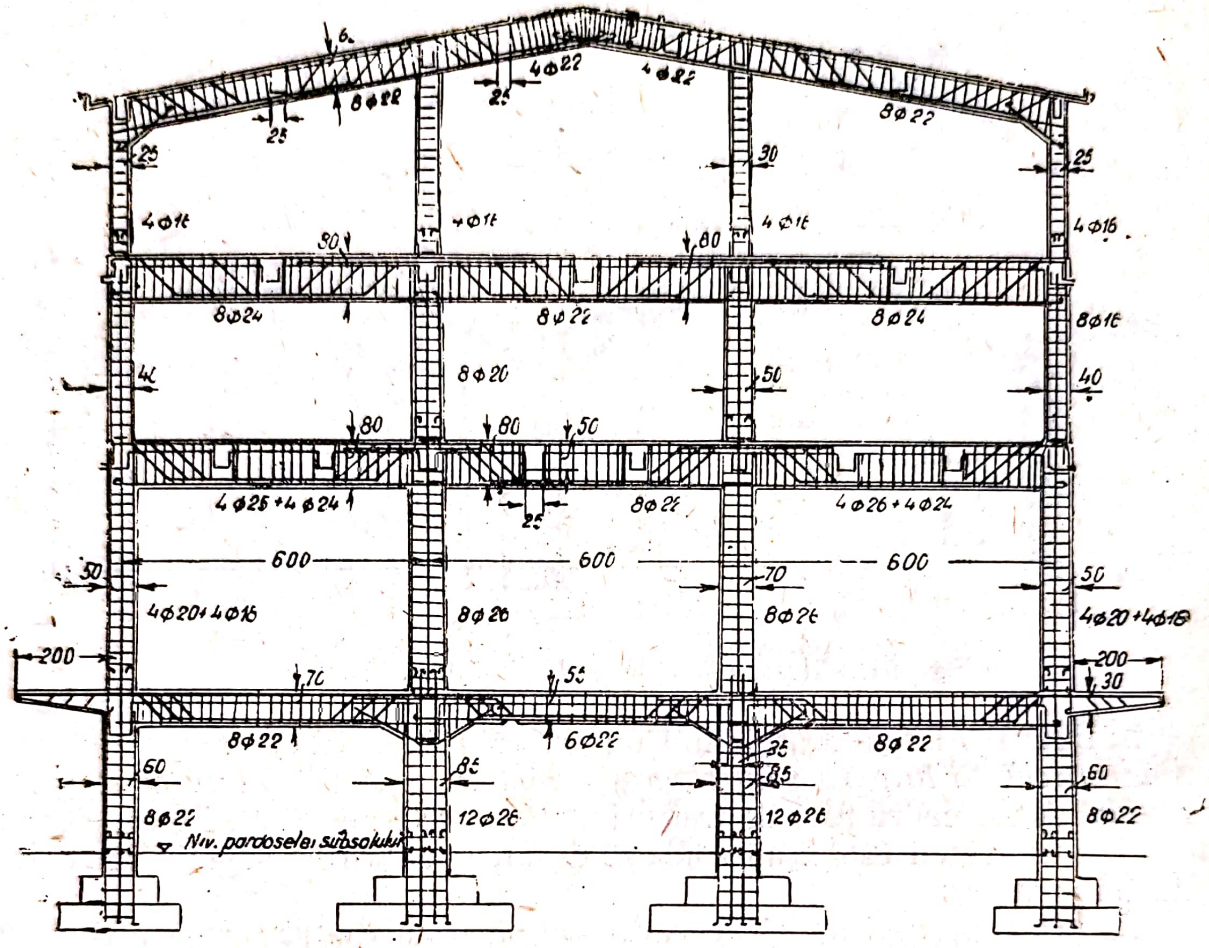


Fig. 252. Cadre etajate, articulate cu bare separate

Toate regulile principale de alcătuire a nodurilor exterioare și de îmbinare a stâlpilor de fundație rămân în vigoare și pentru aceste cadre. Elementul nou îl constitue modul de îmbinare al grinzilor dela fiecare etaj cu stâlpii marginali. Deoarece betonarea se face pe etaje, este necesar să se scoată înafară armătura longitudinală din stâlpii etajului imediat inferior peste nivelul planșeului, cu o distanță 30 *d*, pentru a o înnădi cu armătura stâlpilor etajului superior; apoi, partea orizontală a barelor ridicate (a celor mai apropiate de stâlpi) trebue să fie dusă în stâlp, deasemenea pe o distanță de 30 *d*. Alcătuirea stâlpilor intermediari la cadre etajate și îmbinarea lor cu grinda nu diferă întru nimic de alcătuirea stâlpilor comprimați centric (fig. 172).

Stâlpii considerați ca elemente ale cadrelor suprapuse sunt supuși la o forță axială și la momente încovoietoare. La deschideri până la 8 m și încărcări până la 500 kg/m² se pot calcula la încovoiere numai stâlpii marginali.

Ca exemplu de cadre etajate, armate cu carcase portante sudate, se prezintă în figura 253, cadrul corpului principal al unei fabrici, având înăl-

țimea părții dela mijloc de 40 m[1]). Cadrul are un foarte mare număr de tipuri de elemente, din cauza deschiderilor diferite (până la 13,0 m) sau a înălțimilor diferite ale etajelor (până la 17 m), cerute de particularitățile procesului tehnologic. Armarea cu bare izolate a unui astfel de cadru ar fi necesitat ridicarea unor schele înalte și o mare pierdere de timp.

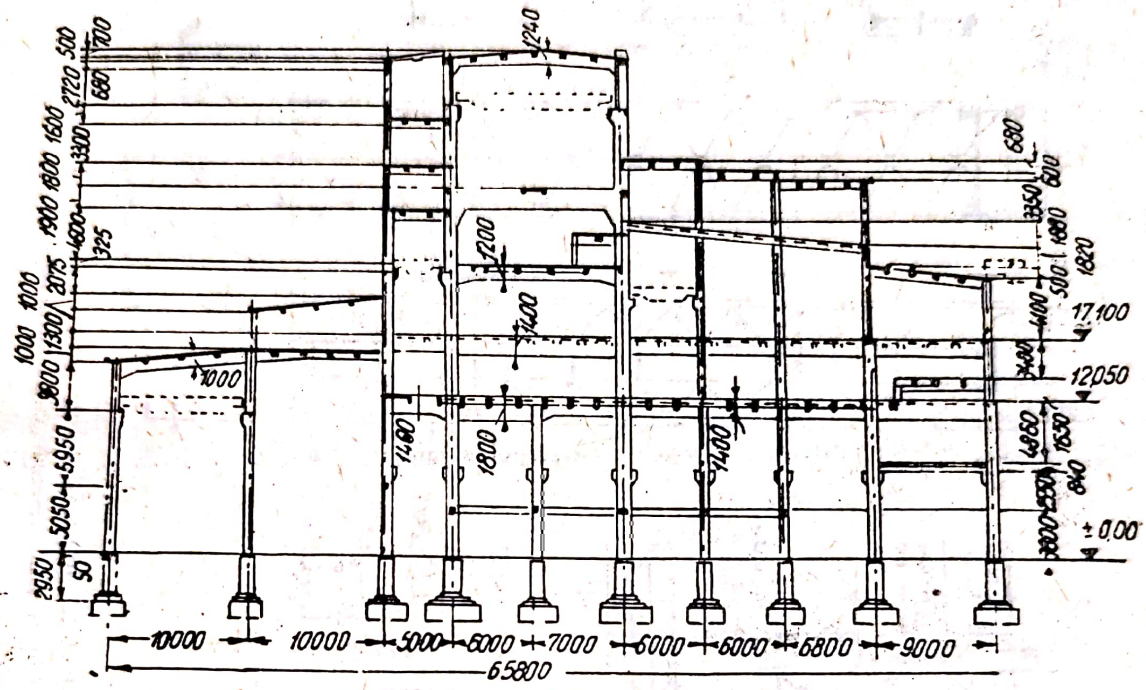


Fig. 253. Cadre etajate, armate cu carcase portante

Toate carcasele portante sudate sunt proiectate astfel, încât să se poată folosi la maximum barele rotunde, cele mai puțin deficitare.

Carcasa portantă a stâlpilor (fig. 254, *a*) are aspectul unei construcții în spațiu, formată din bare longitudinale rotunde și din piese de solidarizare transversale, așezate pe fețele laterale. Pentru a se mări rigiditatea generală a carcasei, cele patru bare dela colțuri au un diametru mare. Barele dela colțuri și barele longitudinale cele mai apropiate de ele sunt legate prin zăbrele în zig-zag, ceeace a permis să se folosească bare subțiri, cu diametrul de 6—8 mm. Afară de armătura în zig-zag, pentru fixarea barelor longitudinale intermediare sunt montați etrierii închiși, iar la 2,0—2,5 m, sunt prevăzute diafragme transversale, sub formă de cruce. Lungimea carcaselor stâlpilor ajunge până la 10—12 m.

Pentru a prinde carcasele stâlpilor de mustățile fundațiilor și pentru a le lega între ele, s'au folosit eclise de montaj, prinse cu buloane, și eclise de rezistență, sudate.

Carcasele grinzilor cadrului și ale grinzilor longitudinale (fig. 254, *b*) sunt formate din două sau din trei grinzi, cu zăbrele verticale (carcase sudate plane), pentru fiecare deschidere în parte, legate sus și jos prin

[1]) *S. B. Canevschii* și *I. B. Cuperstein:* „Experiența proiectării elementelor de construcție de beton armat la o fabrică, folosind carcasele portante de armătură". „Industria construcțiilor ", Nr. 8/1950.

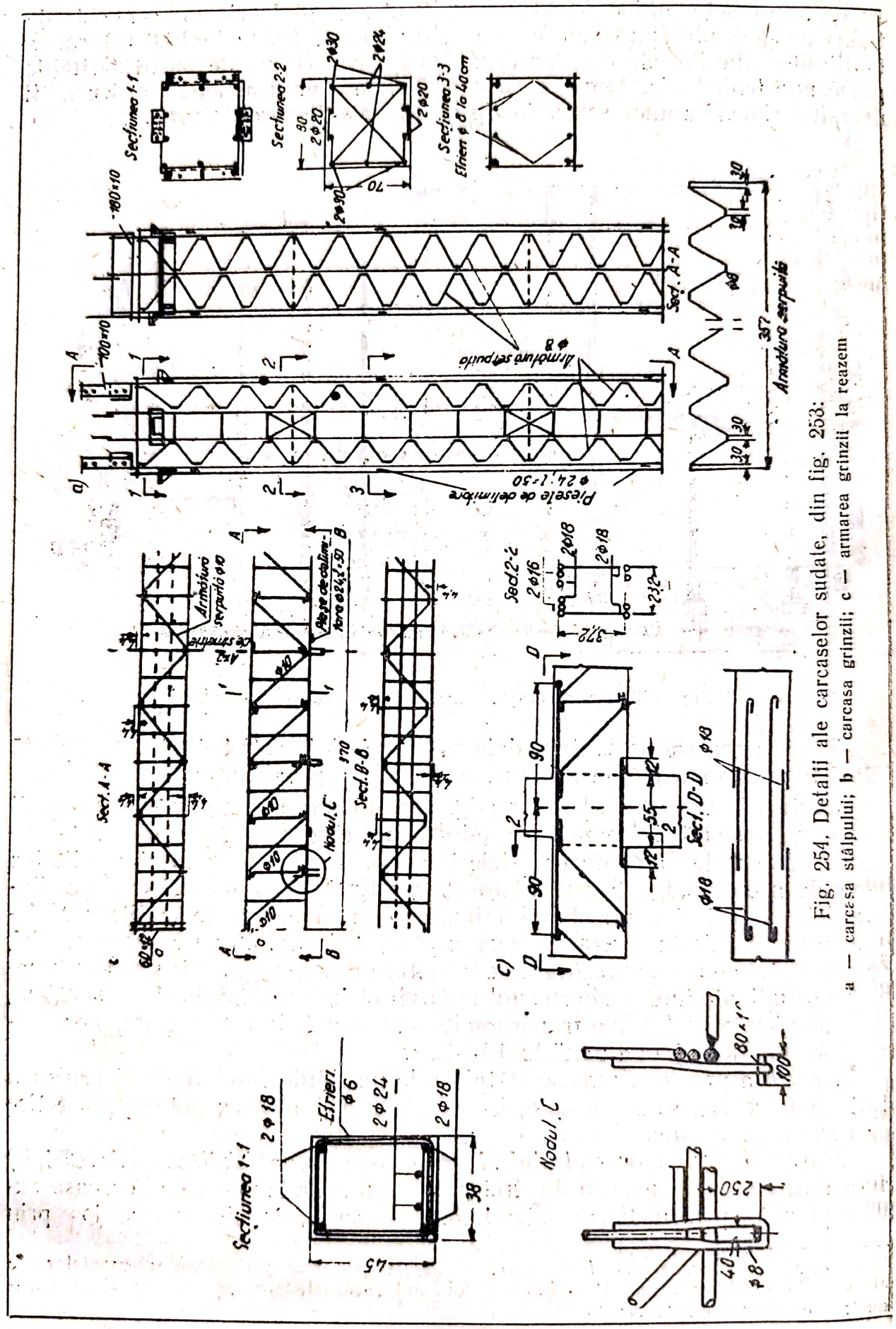


Fig. 254. Detalii ale carcaselor sudate, din fig. 253:
a — carcasa stâlpului; b — carcasa grinzii; c — armarea grinzii la reazem

zăbrele din armătură în zig-zag, precum și din bare separate. La capetele acestor carcase sunt sudate platbande, cu care ele se așează pe scaune (din corniere), sudate la carcasele stâlpilor.

Pentru preluarea momentelor din reazeme, s'a prevăzut deasupra stâlpilor, între carcasele grinzilor deschiderilor învecinate, o armătură suplimentară (fig. 254, *c*); barele inferioare, cu diametrul de 12 mm, se înnădesc constructiv.

Pentru suspendarea cofrajelor, în nodurile inferioare ale carcaselor grinzilor cadrului și ale grinzilor longitudinale, sunt sudate niște urechi; după decofrare, aceste urechi se taie.

După montarea carcaselor, se montează pe acestea cofrajele din panouri, prinse cu juguri de lemn.

Blocurile de *armătură și cofraje,* pregătite în acest fel, au fost aduse până la locul de montaj, pe calea ferată și au fost montate cu o macara fixă, ancorată cu cabluri, instalată în mijlocul părții ridicate a clădirii. Montarea elementelor de armătură și cofraje, în partea clădirii care are numai parter, s'a executat cu o macara pe șenile.

§. 55. METODE PRACTICE DE CALCUL ALE CADRELOR ȘI CARCASELOR

1. Calculul cadrelor

Toate metodele existente de calcul al cadrelor se împart în trei categorii: a) metode analitice, b) metode grafoanalitice și c) metode experimentale sau mecanice. Ultima categorie, deși prezintă multe avantaje, nu poate fi pusă pe același plan cu metodele analitice și grafoanalitice și pentru moment nu a căpătat o întrebuințare practică.

Majoritatea cercetărilor oamenilor de știință sovietici (1925—1932) se referă la metodele analitice, care se împart în două grupe principale: metoda forțelor și metoda deformațiilor. Profesorii A. A. Gvozdev, I. M. Rabinovici, B. N. Jemocichin și alții au propus o serie de soluții noi; cea mai folosită la calculul cadrelor complicate este așa numita metodă mixtă de calcul, a profesorului A. A. Gvozdev[1]).

Afară de metodele exacte de calcul al cadrelor, care rămân și în prezent destul de complicate, practica a impus elaborarea unor metode și procedee aproximative, care sunt foarte necesare la calculele preliminare.

De mare ajutor în practică sunt diferitele tabele de formule, gata calculate, pentru diferite sisteme de cadre[2]).

Calculul cadrelor se începe prin stabilirea dimensiunilor preliminare ale secțiunilor stâlpilor și grinzilor și prin stabilirea primului contur aproximativ al axei cadrului și a raportului dintre momentele de inerție. Experiența proiectantului are mare însemnătate în această privință; deasemenea poate fi de mare folos compararea cadrului care se proiectează, cu cadre existente, asemănătoare.

---

[1]) *A. A. Gvozdev:* Metoda generală de calcul a sistemelor static nedeterminate, M., 1927.

[2]) De exemplu, I. P. Erohin și A. S. Maliev: Formule pentru calculul cadrelor complicate, prin metoda împărțirii în cadre simple, ONTI, 1935.

Scanned with OKEN Scanner

In componența grinzii cadrului intră adeseori și placa. La stabilirea raporturilor dintre momentele de inerție, se ține seamă de lățimea totală a plăcii, care trebue să fie egală cu distanța dintre axele deschiderilor alăturate grinzii.

Dimensiunile inițiale ale secțiunilor se pot stabili într'un timp foarte scurt, folosind formule gata calculate.

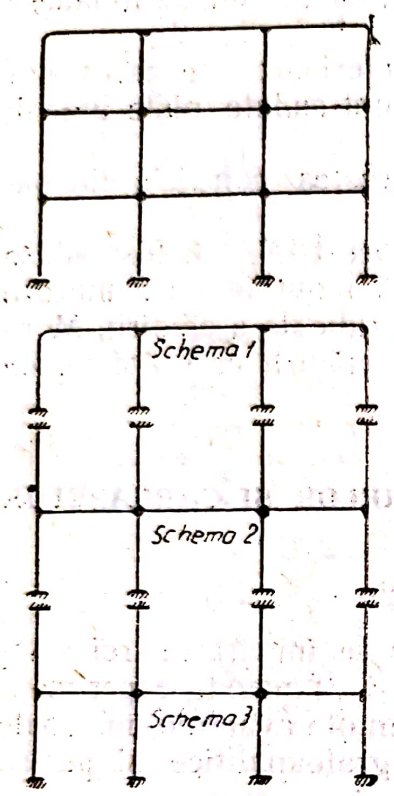


Fig. 255. Scheme pentru calculul cadrelor etajate, cu mai multe deschideri

Pentru grinzile cu secțiunea dreptunghiulară, dacă nu se prevăd vute, secțiunea în câmp se poate calcula pentru un moment egal cu 0,6—0,8 M_0. Dacă se prevăd vute mai mari, secțiunea se va calcula pentru un moment egal cu 0,4—0,6 M_0, M_0 fiind momentul maxim în deschidere, pentru grinda simplu rezemată.

Pentru stâlpii cadrelor solicitate mai mult de sarcini verticale, secțiunea inițială se poate calcula fără a ține seamă de moment, numai la compresiune centrică, mărind însă coeficientul de siguranță (la rezistență) cu 20—40%. Dacă influența forțelor orizontale este însă destul de mare se recomandă să se țină seamă de moment, prin metoda aproximativă dată mai jos pentru calculul la vânt.

Folosind dimensiunile inițiale astfel găsite ale secțiunilor, se desenează elevația cadrului, care servește la întocmirea schemei de calcul.

Dacă, după calculul eforturilor și al secțiunilor, se constată însă că raportul momentelor de inerție a barelor s'a modificat cu mai mult decât de trei ori, este necesar să se recalculeze cadrul, luând ca bază secțiunile calculate, cu eforturile obținute din primul calcul.

Pentru efectuarea calculului, trebue să se facă simplificările posibile, care să nu ducă însă la abateri prea mari, dela modul de lucru real al cadrului. Astfel, cadrele simetrice se pot calcula folosind simetria, iar în cazul încărcării nesimetrice, pentru a se obține simetria, se admite deplasarea unor încărcări, pe o distanță de 1/20 l. Deasemenea, dacă deschiderile nu diferă între ele cu mai mult de 10%, cadrele pot fi considerate ca având deschiderile egale, luând mărimea medie a deschiderii. Grinzile înclinate și frânte sunt considerate orizontale, în cazul unei înclinări de cel mult $^1/_8$. In sfârșit, încărcările trapezoidale și triunghiulare se pot înlocui cu încărcări echivalente, uniform distribuite. Adeseori, la calculul cadrelor compuse, este posibilă împărțirea lor în cadre mai simple, folosind pentru calcul, culegerea de formule indicată mai înainte.

In special, calculul *cadrelor etajate*, cu un număr mare de necunoscute, static nedeterminate, necesită mult timp și o atenție deosebită.

La calculul *la încărcarea verticală* a cadrelor etajate, cu grinzi drepte, continue peste toate deschiderile, atunci când există mai mult decât o deschidere și mai mult decât doi stâlpi, *deplasarea nodurilor* poate fi neglijată. Aceasta corespunde în totul comportării reale a cadrelor clădirilor cu sche-

Scanned with OKEN Scanner

let, la care planșeele (considerate ca diafragme orizontale) împiedică deplasările orizontale ale diferitelor cadre plane.

Apoi se poate ține seama cu o suficientă aproximație, numai de elementele cadrului, cele mai apropiate de deschiderea considerată.

Ca urmare, cadrele etajate, cu mai multe deschideri, pot fi calculate ca un sistem de grinzi separate, pe reazeme cu rotire elastică; adică, la calculul fiecărui grinzi, se ține seamă numai de stâlpii care vin în contact cu grinda, atât la partea superioară cât și la cea inferioară (fig. 255); în acest caz, același stâlp este considerat în două scheme de calcul alăturate.

Dacă este vorba de cadre etajate, cu deschideri egale, iar rigiditățile liniare ale stâlpilor unui etaj nu diferă între ele cu mai mult de 50%, se permite ca, atunci când se face calculul la încărcarea verticală, aceeași în toate deschiderile, cadrele să se împartă în grinzi cu trei deschideri, pe reazeme cu rotire elastică.

Se poate menționa și metoda aproximativă de calcul a lui Löser, în care se presupune că nodurile libere ale cadrului sunt supuse numai la rotiri, fără să se deplaseze. In acest caz, influența barei încărcate se resfrânge numai asupra barelor care vin direct în contact cu ea și toate barele din nod se rotesc cu același unghi.

La calculele aproximative, forțele tăietoare, provenite din încărcări verticale, se determină, pentru fiecare grindă a cadrului, ca pentru o grindă simplu rezemată pe două reazeme, dacă deschiderile sau încărcările în cadre nu diferă cu mai mult de 50%. Dacă deschiderea marginală este simplu rezemată la un capăt, se introduce un coeficient de corecție de 0,8, pentru capătul liber, și de 1,2, pentru primul reazem intermediar. In aceste cazuri, forțele tăietoare din stâlpi nu sunt luate în considerare.

Deoarece vutele influențează puțin repartiția eforturilor în diferitele elemente ale cadrului, ele trebuesc luate în considerare numai dacă raportul momentului de inerție la reazem, față de momentul de inerție în câmp, este $\frac{I_v}{I} \geqslant 4$ sau $\frac{h_v}{h} \geqslant 1{,}6$.

Influența vutelor asupra momentului în stâlp nu este luată în considerare.

Luarea în considerare a acțiunii forțelor orizontale (vânt) duce la complicații destul de mari în calculul cadrelor după metodele „exacte". Din această cauză se recurge la metode aproximative care dau o exactitate suficientă pentru scopurile practice.

Dacă încărcarea principală este cea verticală, se poate folosi următoarea metodă aproximativă de calcul, la sarcină dată de vânt.

Toate forțele orizontale se consideră aplicate în nodurile cadrului (fig. 256), ceeace corespunde cu construcția scheletului. In cazul deformării cadrelor etajate, stâlpii capătă o formă deformată cu un singur punct de inflexiune, în care momentul de încovoiere este egal cu zero. Poziția aproximativă a acestui punct de inflexiune se ia pentru toate etajele, cu excepția primului, la mijlocul înălțimii. La primul etaj însă, dacă reazemele sunt complet încastrate, se presupune că punctul de moment nul se găsește la o înălțime de 2/3 din înălțime, calculată dela punctul de încastrare.

La calculul stâlpilor unui etaj oarecare, se însumează toate încărcările orizontale, aplicate mai sus de etajul considerat. De exemplu, pentru etajul al treilea, suma forțelor aplicate mai sus este:

$$R_{III} = P_V + P_{IV} + P_{III}. \qquad (407)$$

Repartiția acestei forțe asupra stâlpilor etajului se face proporțional cu raporturile dintre momentele de inerție ale stâlpilor și înălțimile la puterea a treia:

$$\left.\begin{aligned} Q_1 &= \frac{R_{III}\,\frac{I_1}{h_1^3}}{\frac{I_1}{h_1^3}+\frac{I_2}{h_2^3}+\frac{I_3}{h_3^3}+\frac{I_4}{h_4^3}}; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots; \\ Q_4 &= \frac{R_{III}\,\frac{I_4}{h_4^3}}{\frac{I_1}{h_1^3}+\frac{I_2}{h_2^3}+\frac{I_3}{h_3^3}+\frac{I_4}{h_4^3}}. \end{aligned}\right\} \tag{408}$$

Dacă grinzile sunt paralele, adică toți stâlpii etajului au aceeași înălțime, după reducerea cu h^3, formulele (408) vor avea forma:

$$\left.\begin{aligned} Q_1 &= \frac{R_{III}\cdot I_1}{I_1+I_2+I_3+I_4}; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ Q_4 &= \frac{R_{III}\cdot I_4}{I_1+I_2+I_3+I_4}, \end{aligned}\right\} \tag{409}$$

adică forțele se repartizează între stâlpii etajului, proporțional cu momentele lor de inerție.

Momentele încovoietoare, în aceiași stâlpi, sunt:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= -M_1' = \frac{Q_1\,h_1}{2} \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ M_4 &= -M_4' = \frac{Q_4\,h_4}{2} \end{aligned}\right\} \tag{410}$$

Pentru etajul inferior, momentele la partea superioară a stâlpilor sunt:

$$\left.\begin{aligned} M_1^s &= Q_1\,\frac{h_1}{3}; \\ M_2^s &= Q_2\,\frac{h_2}{3}, \end{aligned}\right\}$$

iar la partea inferioară,

$$\left.\begin{aligned} M_1^i &= Q_1\,\frac{2}{3}\,h_1 \\ M_2^i &= Q_2\,\frac{2}{3}\,h_2 \end{aligned}\right\} \tag{410'}$$

Prin folosirea acestei metode, momentele în stâlpii marginali se obțin într'o oarecare măsură, mai mari, ca la calculele mai exacte, iar la stâlpii intermediari, ele sunt mai mici.

Scanned with OKEN Scanner

Deaceea, se recomandă ca pentru stâlpii marginali să se introducă un coeficient de 0,7—0,9.

Momentele din stâlpi, obținute cu ajutorul acestor formule, se transmit grinzilor proporțional cu rigiditățile liniare ale acestora din urmă, de exemplu:

$$\left.\begin{aligned} M_5' &= \frac{M_2' + M_8}{\frac{I_5}{l_5} + \frac{I_6}{l_6}} \cdot \frac{I_5}{l_5}; \\ M_6' &= \frac{M_2' + M_8}{\frac{I_5}{l_5} + \frac{I_6}{l_6}} \cdot \frac{I_6}{l_6}; \end{aligned}\right\} \quad (411)$$

$M_5 = M_1' + M_7$ din condiția de echilibru a nodului cadrului.

Dacă, din comparația momentelor date de vânt, cu momentele date de încărcarea verticală, se constată că $M_v \geqslant 0{,}35\ M_p$, trebue să se facă un calcul mai exact la acțiunea forțelor orizontale.

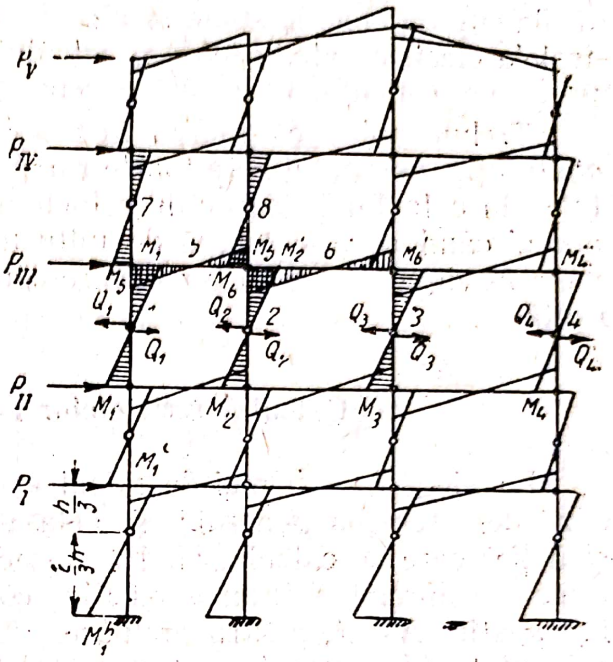


Fig. 256.

Trebue remarcat că, deobicei, cadrele etajate și cu mai mulți stâlpi (dacă stâlpii sunt în număr mai mare de trei) se calculează la vânt numai în cazuri foarte rare (părțile sub formă de turn ale clădirilor, cu înălțime foarte mare).

Indiferent de metoda după care se calculează cadrul, scopul ei îl constitue: a) determinarea reacțiunilor dela reazeme și a momentelor încovoietoare; b) determinarea forțelor axiale și a forțelor tăietoare; c) calculul secțiunilor armăturii; d) calculul barelor ridicate și al etrierilor și, uneori, e) verificarea stâlpilor la flambaj.

Momentele încovoietoare, forțele axiale și forțele tăietoare trebue să fie determinate cel puțin pentru toate punctele caracteristice, în care este necesară dimensionarea secțiunilor, de exemplu la grinzi: în punctele de rezemare a grinzilor longitudinale, la nașterea vutelor și la noduri; iar la stâlpi, în 2—4 puncte, notând totodată că, în dreptul consolelor de rezemare a grinzilor de rulare, se iau două secțiuni: „imediat deasupra și dedesubtul locului de aplicare a sarcinii".

Valorile găsite ale momentelor, ale forțelor axiale și ale forțelor tăietoare se trec într'o tabelă, în coloana corespunzătoare diferitelor încărcări, deducându-se valorile de calcul ale lui M, N și Q.

In mod practic, se construesc deobicei diagramele momentelor acoperitoare, ale căror ordonate la dau M_{max} și M_{min}, în toate secțiunile; se construesc deasemenea diagramele acoperitoare ale forțelor tăietoare și ale forțelor axiale.

In grinzile drepte ale cadrelor cu stâlpii paraleli, forțele axiale provenite din sarcinile verticale se iau egale cu zero, adică grinzile se calculează numai la încovoiere.

In ce privește calculul la variațiile de temperatură și la contracția betonului, acesta nu este deobicei necesar la calculul cadrelor cu deschideri obiș-

nuite şi în condiţii normale de exploatare, cum este cazul la majoritatea clădirilor fabricilor şi uzinelor, însă trebue observată o corectă aşezare a rosturilor de deformaţii (de dilataţie şi de tasare). La construcţiile industriale cu deschideri mari şi care suportă variaţii mari de temperatură (clădirile cuptoarelor de sticlă şi ale altor cuptoare, camerele cazanelor la centralele electrice etc.), se face calculul la temperatură, în ipoteza încălzirii uniforme. Calculul la încălzire neuniformă se face numai în cazuri speciale.

Trebue notat că luarea în considerare a influenţei temperaturii şi a contracţiei betonului cere foarte rar mărirea dimensiunilor secţiunilor rezultate din calculul la sarcinile principale. Aceasta se explică prin faptul că, atunci când se ţine seamă de influenţa temperaturii şi a contracţiei, normele în vigoare prevăd o reducere corespunzătoare a coeficientului de siguranţă.

2. Calculul scheletelor de rezistenţă ale clădirilor

La alegerea schemei de calcul este necesar să se pornească, în fiecare caz, dela schema generală şi dela particularităţile constructive ale construcţiei care se calculează. In consecinţă, trebue să se ţină seamă de acţiunea reciprocă a tuturor părţilor constructive, considerate ca un sistem în spaţiu. Astfel, pentru preluarea sarcinilor date de vânt şi a altor forţe orizontale (de exemplu, seismice), trebue să se folosească, în măsură posibilităţilor, rigiditatea planşeelor dintre etaje, pereţii transversali şi longitudinali, casele scărilor, pereţii de beton armat, buncările etc.[1]). Dacă pereţii transversali, casele scărilor, etc. nu pot prelua eforturile orizontale, acestea trebue să fie preluate de cadre. Uneori, este avantajos să se prevadă diafragme speciale transversale, rigide, din beton şi beton armat.

Atunci când construcţia este formată din două sisteme de grinzi, de cadre care se intersectează în dreptul stâlpilor, şi sunt acoperite cu o placă, cu nervuri sau fără nervuri (fig. 257, *a* şi *b*), calculul cadrelor se face pe ambele direcţii (*I—I* şi *II—II*).

Dacă grinzile sunt însă aşezate pe o singură direcţie, iar pe cealaltă direcţie sunt aşezate grinzile secundare, dispuse după liniile stâlpilor şi între acestea (fig. 256, *c*), sau care nu intersectează deloc stâlpii (fig. 257, *d*), sistemele se calculează ca nişte cadre pe o singură direcţie (*I—I*), iar pe cealaltă direcţie (*II—II*) se calculează ca grinzi continue, la încărcări verticale.

Dacă grinzile principale sunt aşezate în lungul clădirii, iar scheletul construcţiei trebue să fie calculat la sarcinile date de vânt pe direcţia transversală, momentele de inerţie ale grinzii cadrului transversal se calculează cu ajutorul formulei[2]):

---

[1]) Ar trebui să se ţină seamă şi de influenţa pe care elementele de umplutură ale pereţilor o au asupra stabilităţii elementelor comprimate ale carcasei etc. Practic însă, aceasta nu se face, din cauză că nu există metode de calcul verificate.

[2]) *A. A. Gvozdev* şi *V. I. Muraşev:* „Instrucţiuni pentru calculul cadrului şi carcaselor din beton armat (proiect)", Editura Comisariatului poporului pentru Industria Grea, 1932.

Scanned with OKEN Scanner

a) pentru schema din figura 257, *c*,

$$I_g = \left(1 + \frac{2}{1 + \frac{8b\,I_n}{3\,l\,I_p}}\right) I_n; \qquad (412)$$

b) pentru schema din figura 257, *d*,

$$I_g = \frac{2}{1 + \frac{8b\,I_n}{3\,l\,I_p}}\, I_n, \qquad (412')$$

în care I_n este momentul de inerție al secțiunii T a unei grinzi secundare;
I_p — momentul de inerție al secțiunii grinzii principale marginale, în raport cu axa verticală.

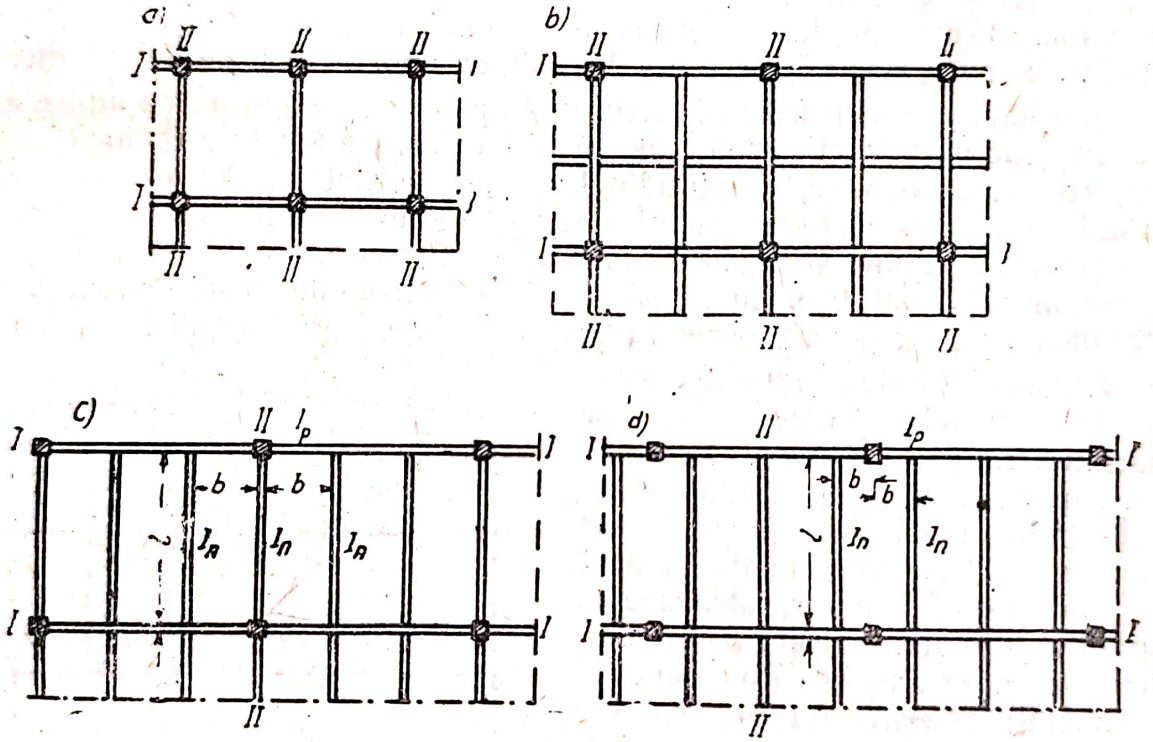


Fig. 257. Scheme de planșee:
a — grinzi principale, pe două direcții; **b** — idem, cu grinzi secundare; **c** — grinzi principale, pe o singură direcție; grinzile secundare trec prin axele stâlpilor; **d** — idem, însă grinzile nu trec prin axele stâlpilor

In deschiderile intermediare, momentul de inerție al grinzii cadrului transversal se ia același ca și în deschiderile marginale.

Momentele în grindă, obținute din calculul cadrelor, se repartizează în mod uniform la *trei grinzi secundare*, în cazul schemei reprezentate în figura 257, *c*, și la *două grinzi secundare*, în cazul schemei din figura 257, *d*. Grinzile principale trebue să fie verificate la torsiune, pe porțiunile *b*.

La calculul grinzilor secundare la sarcinile verticale, trebue să se țină seamă de încastrarea parțială a acestora în reazemele marginale[1]).

[1]) TNIPS. Instrucțiuni pentru calculul grinzilor, plăcilor și al planșeelor cu grinzi de beton armat. Redacția generală a literaturii pentru construcții, 1938.

In cazurile obișnuite (fig. 238), grinzile care leagă stâlpii exteriori ai cadrelor sunt, în același timp, centuri: de soclu, de cornișă și de etaje, care servesc, totodată, și ca buiandrugi pentru ferestre. La calculul centurilor considerate ca grinzi cu mai multe deschideri, sarcinile permanente se compun din greutatea zidăriei de umplutură și greutatea proprie a planșeului aferent centurii, iar cea utilă, din sarcina utilă transmisă de planșeu. In acest caz, sarcina transmisă de pereții plini (fără goluri) asupra buiandrugului poate fi considerată ca fiind repartizată după un triunghi sau după o parabolă. Secțiunea acestor grinzi-centuri, care sunt prevăzute adeseori cu aripi, se consideră deobicei, în calcul, ca o secțiune dreptunghiulară sau ca o secțiune T nesimetrică, cu o oarecare înălțime medie.

In ipoteza în care clădirea are o lățime și o înălțime destul de mare, pentru ca aceasta să reziste mai bine la acțiunea vântului, pereții frontali se execută deasemenea sub forma unui schelet de beton armat, format dintr'o serie de stâlpi și centuri, care împart suprafața peretelui în câmpuri corespunzătoare dimensiunilor materialului de umplutură. Dacă lățimea clădirii este foarte mare, poate fi necesară prevederea unor rosturi de deformație.

Scheletul peretelui frontal, lucrează, la presiunea vântului, ca un sistem de grinzi încrucișate (fig. 258), ale cărui elemente orizontale (grinzile-centuri) reazemă pe pereții longitudinali (șiruri de stâlpi), iar cele verticale (stâlpii) sunt încastrate în fundații; atunci când există un acoperiș de beton armat, sunt rezemate și la partea superioară. Prin urmare, o parte din presiunea vântului este transmisă, prin centurile orizontale, șirurilor longitudinale de stâlpi, iar o parte este transmisă fundației, prin stâlpii frontali.

Adeseori, pentru *simplificare,* se admite că sarcina dată de vânt se transmite numai stâlpilor. In acest caz, suprafața peretelui frontal se împarte în fâșii verticale, iar centurile orizontale preiau sarcina dată de vânt, prin intermediul stâlpilor, sub formă de sarcini orizontale concentrate. Aceste sarcini concentrate, la care trebue să se calculeze fiecare centură, se pot obține din condiția ca săgețile stâlpilor să fie egale cu cele ale centurilor, în punctele de intersecție.

Institutul de proiectare Promstroiproect a întocmit, pentru unele scheme de pereți frontali, tabele, în care sunt date formulele pentru calculul presiunilor concentrate ale vântului asupra stâlpilor și centurilor[1]).

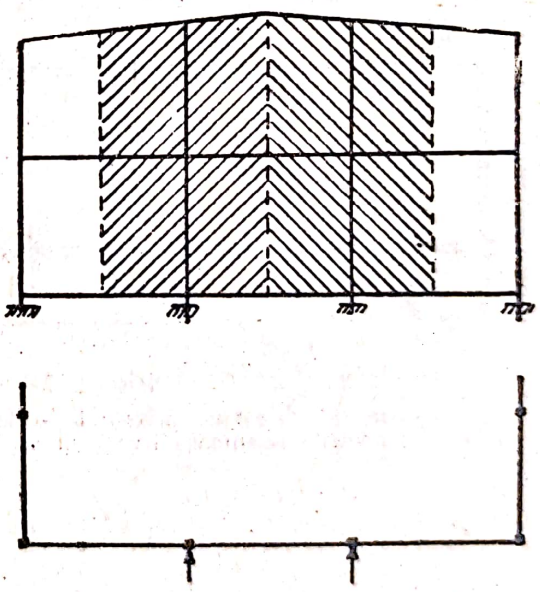


Fig. 258. Schema peretelui frontal

Particularitățile calculului, indicate până acum, se referă la scheletele de beton armat ale clădirilor industriale și civile obișnuite. Construcția clădirilor înalte a pus în fața specialiștilor sovietici noi sarcini, în vederea

[1]) Promstroiproect: Indrumătorul proiectantului de construcții industriale, Vol. IV.. ONTI, 1935 pag. 245.

elaborării metodelor pentru calcularea lor. Intr'un răstimp scurt, au fost realizate succese importante, în această problemă.

Trebue citată noua metodă de calcul static, elaborată de prof. A. I. Segal[1]). O atenție deosebită este acordată calculului la sarcinile date de vânt, care, în cazul clădirilor înalte, are o însemnătate de prim ordin. Metoda propusă (întocmirea ecuațiilor în diferențe finite), ține seamă de planșeele rigide dintre etaje, care asigură o deplasare egală a tuturor nodurilor într'o anumită direcție și permite să se calculeze, cu o exactitate suficientă și fără dificultăți prea mari, clădiri cu o înălțime până la 30 de etaje și mai mult.

Deasemenea, trebue menționată și noua metodă de calcul a scheletului clădirilor înalte, la sarcini date de vânt, propusă de candidatul în științe tehnice B. A. Dzerjcovici[2]). Această metodă e bazată pe considerarea cadrului (metalic) unei clădiri înalte, ca o grindă cu mai multe tălpi (stâlpi) și cu inimi (legături) relativ puțin rigide, așezate între ele. Metoda dă o imagine intuitivă a calculului cadrului. Calculele comparative, făcute de autor pentru determinarea eforturilor și a deformațiilor în cadre, prin această metodă și prin metoda forțelor, au dat rezultate foarte apropiate.

§. 56. ARCE

1. Alcătuirea arcelor

Acoperișurile în arce, ale căror elemente portante le constitue arcele de beton armat, și-au găsit o întrebuințare largă în construcțiile industriale. Impingerea laterală a arcelor se preia deobicei de tiranți. In modul acesta, în cazul rezemării libere pe ziduri de cărămidă sau pe alte reazeme, arcele se prezintă, sub raportul eforturilor transmise, ca sisteme de grinzi.

In anii primului plan cincinal, acoperișurile cu arce se executau încă cu nervuri; odată cu desvoltarea teoriei suprafețelor autoportante (pânze), aceste acoperișuri au început însă să se execute fără nervuri, prezentându-se sub așa numita formă a suprafețelor autoportante scurte.

La arce cu deschiderea până la 30 m, și la distanța între deschideri de 6—12 m, aceste plăci, sub formă de boltă au grosimea de 6—10 cm; dacă acestea se execută prin torcretare, grosimea lor se reduce la 4—6 cm.

Dacă se întrebuințează beton și oțel de mărci superioare, se poate reduce în mod sensibil secțiunea arcelor și lărgi limitele aplicării raționale a arcelor, pentru deschideri mai mari de 30 m. Există exemple de construcții cu arce, realizate cu deschideri care merg până la 100 m.

Săgeata obișnuită a arcelor este de $^1/_5\ l$—$^1/_7\ l$ și de cel puțin $^1/_{10}\ l$.

Dimensiunile secțiunii arcului trebue să fie luate multiplu de 5 cm. Armătura arcului este deobicei simetrică, deoarece este posibil să existe momente care schimbă de semn. Atât armătura superioară cât și cea inferioară a arcelor se înnădesc în secțiuni alternante și se execută prin supra-

[1]) *A. I. Segal:* Construcții înalte, Stroiizdat, 1949.

[2]) *B. A. Dzerjcovici:* Contribuții la problema calculului cadrelor suprapuse și cu mai multe deschideri, la sarcini orizontale. Culegerea lucrărilor Institutului de Cercetări Științifice pentru construcții al Ministerului Construcțiilor de Mașini, Vol. I, Mașstroiizdat, 1949, pag. 110.

Scanned with OKEN Scanner

punere sau prin sudură. Armăturile se leagă cu etrieri închişi, aşezaţi la 25—40 cm.

Arcele cu două articulaţii şi cu tirant se pot rezema pe ziduri de cărămidă sau pe stâlpi de beton armat. In ultimul caz, calculul se face în ipoteza că în locul de îmbinare a arcelor cu stâlpii există o articulaţie; în realitate însă, articulaţiile nu se realizează totdeauna. Pentru reducerea eforturilor unitare care se nasc în aceste cazuri, se recomandă să se execute, la partea superioară a stâlpilor marginali, articulaţii obişnuite, incomplete; la stâlpii intermediari, se execută articulaţii, atunci când există în deschiderile învecinate macarele cu o putere de ridicare de 15 t.

Tiranţii, care preiau împingerea arcelor, se execută în trei feluri: din beton armat, metalici flexibili şi metalici rigizi. Tipul tirantului influenţează atât construcţia arcelor, cât şi calculul lor şi metoda de execuţie a lucrărilor.

a) *Arce cu tiranţi de beton armat*

Tirantul de beton armat este format din câteva bare, legate cu etrieri sau cu o spirală (fig. 259). Innădirile barelor tirantului se execută folosind sudura sau manşoanele de strângere. Barele tirantului sunt prevăzute la reazeme cu ciocuri mari, cu o rază mai mare de 20 *d*. Ele se introduc în arc şi în grinda de cornişă. Uneori, la ciocurile armăturii se montează şi bucăţi de bare, pentru o mai bună ancorare a tirantului.

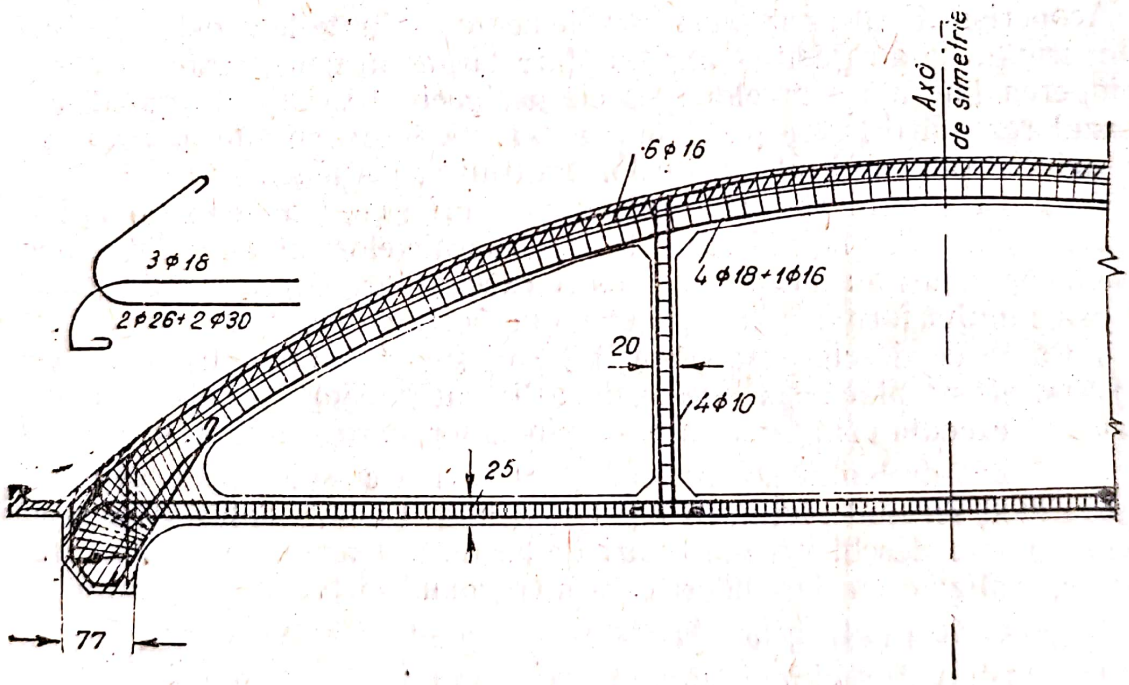


Fig. 259. Arc cu tirant de beton armat

Tiranţii de suspensie se aşează la 4—6 m. Aceştia sunt formaţi deobicei din patru bare, cu diametrul de 10—12 mm. La partea superioară, barele se duc până la armătura superioară şi se termină cu ciocuri; la partea inferioară, ele se îndoaie în lături şi se termină, deasemenea, cu ciocuri.

Arcele având această construcţie se betonează dintrodată, cofrajele aşezându-se pe schele cu popi sau pe ferme din segmenţi; fermele se între-

buințează atunci când hala are o înălțime mai mare de 10—12 m. Decofrarea se execută, deasemenea, concomitent, la toate elementele.

Neajunsul principal al arcelor cu tiranți de beton armat îl constitue imposibilitatea de a strânge tiranții și de a crea întinderi artificiale, pentru deplasarea curbei de presiune în arc, în scopul de a înlătura momentele încovoietoare, provenite din cauza lungirii elastice a tirantului. Avantajele acestor tiranți sunt: rezistența la foc și o suficientă rigiditate la montarea monoșinelor, a transmisiilor etc. In prezent, acest tip de tirant se întrebuințează rar în U.R.S.S., el fiind înlocuit cu alte tipuri.

b) *Arce cu tiranți metalici flexibili*

Arcul cu tirant metalic flexibil, reprezentat în fig. 260, se prezintă ca un element portant al suprafețelor autoportante scurte, cu luminator așezat în partea dela mijloc a construcției.

Tirantul este format din trei bare, cu diametrul de 40 mm, înnădite dealungul lor cu manșoane de strângere, așezate decalat. In acest caz, la înnădirea tirantului se execută (vezi detaliul) o îngroșare (prin încărcare cu sudură sau prin prelucrare la forjă). Mărimea îngroșării trebue să fie astfel, încât diametrul interior al filetului să fie egal cu diametrul barelor tirantului. Tirantul alcătuit din oțel beton are deobicei două, trei bare; dacă barele sunt în număr mai mare, este greu să se realizeze o întindere uniformă a tuturor barelor și ele nu pot fi montate într'un singur rând. Barele tirantului trec prin arc și, la partea exterioară, sunt fixate cu piulițe și șaibe, din profile U. Este recomandabil, ca barele tirantului să se oprească în corpul arcului (vezi detaliul), la o distanță de 8 cm dela fața exterioară, pentru a proteja ancorajul, împotriva coroziunii.

Barele de suspensie se execută din 2 ⌀ 16 mm, capătul superior al acestora este îngropat, ca și mai sus, în betonul arcului; cel inferior este prevăzut cu un filet, este trecut printr'o bucată de oțel cornier și este fixat cu o piuliță, care permite ridicarea tirantului (secțiunea *3—3*).

Tiranții și barele de suspensie pot rămânea descoperiți sau se acoperă cu un strat de protecție, din beton, de 3—4 cm grosime, care se aplică pe aceștia sau pe o plasă de sârmă. Stratul de protecție este absolut necesar, atunci când învelitoarea se găsește într'o zonă expusă pericolului de incendiu sau când poate fi expusă la acțiunea gazelor agresive.

Când arcul se execută cu un tirant metalic flexibil, o etapă importantă o constitue descintrarea.

In cazul când la calculul arcului s'a presupus că axa acestuia corespunde cu curba de presiune dată de sarcinile permanente, este de notat că, în realitate, presiunea va trece cu puțin mai sus. Faptul se explică prin aceea că, din cauza lungirii elastice a tirantului, precum și din cauza scurtării arcului, sub acțiunea forțelor axiale, împingerea laterală se micșorează și, ca urmare, se nasc în arc momente încovoietoare.

Pentru a face să corespundă curba de presiune, dată de sarcinile permanente, cu axa arcului, este necesar să se imprime tirantului o întindere artificială, egală cu împingerea laterală, dată de sarcinile permanente. Această întindere se realizează prin preîntinderea barelor de suspensie, fără a se recurge la strângerea manșoanelor tirantului.

Scanned with OKEN Scanner

O astfel de întindere a tiranților trebue să se execute obligatoriu chiar înainte de descintrarea arcului, slăbind în același timp, treptat, cintrele, pe măsură strângerii barelor de suspensie. Desigur că tirantul trebue să fie în prealabil îndreptat, folosind pentru aceasta manșoanele de strângere, montate chiar pe tirant.

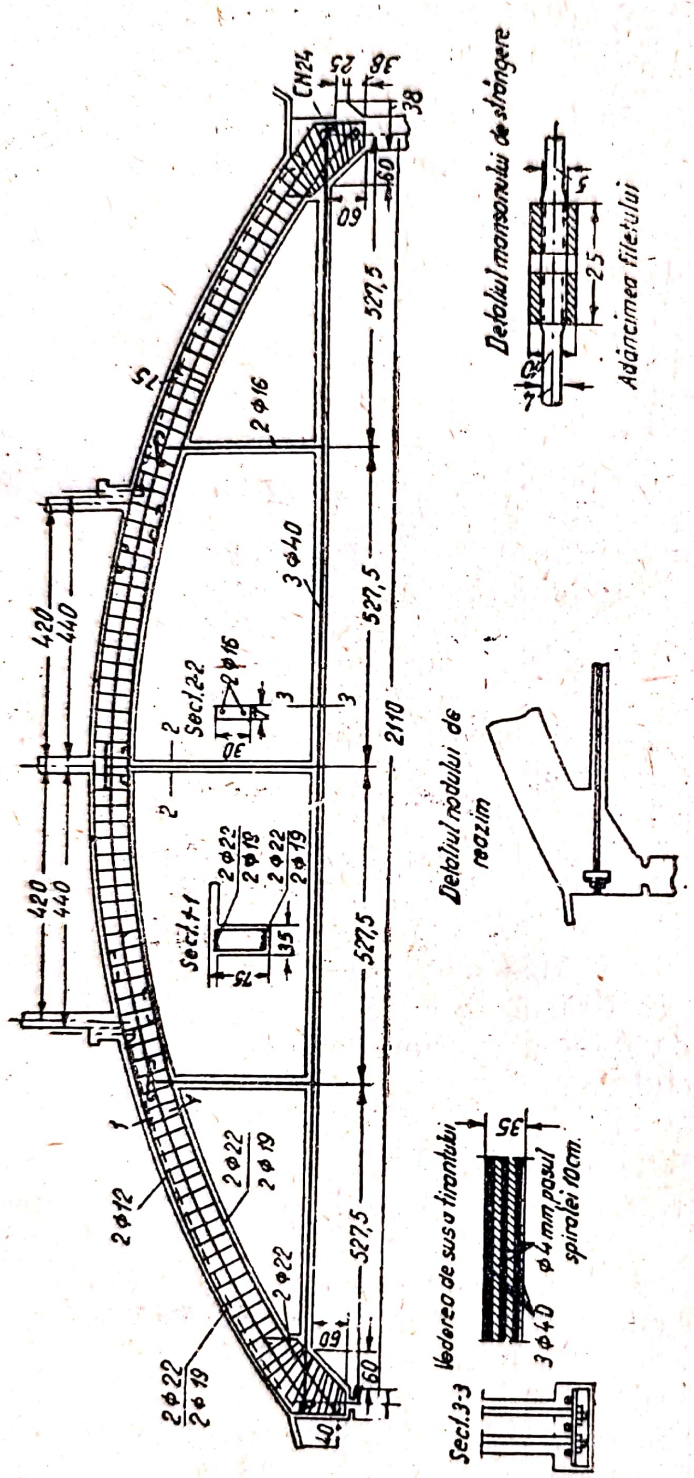


Fig. 260. Arc cu tirant metalic flexibil

c) *Arce cu tiranți rigizi*

La proiectare, se folosesc arce cu tiranți rigizi atunci când împingerea laterală depășește 50 t, adică atunci când, pentru preluarea ei, nu sunt suficiente barele flexibile, chiar cele cu diametrul de 42 mm.

In figura 261 este reprezentat un astfel de arc de acoperiș, din zona expusă pericolului de incendiu. Arcele sunt acoperite cu o placă în formă de boltă, cu grosimea de 7 cm.

Tirantul rigid este executat din două profile U, așezate cu aripile lor spre interior (vezi detaliul), ceeace permite să se execute ușor talpa de rezemare a tirantului. Această talpă se prezintă ca o placă așezată vertical, cu grosimea de 10—12 mm, îndoită în plan sub formă de brățară, pentru o mai bună transmitere a presiunii asupra betonului. Placa se îmbină cu profilele U ale tirantului, la o distanță suficientă față de reazem, astfel încât capetele profilelor U să se găsească dincolo de limitele armăturii inferioare ale arcului.

Lățimea plăcii în partea curbată se determină în funcție de condițiile de transmitere a presiunii asupra betonului. Pentru a putea face mai ușor nituirea, distanța dintre aripile profilelor U din tirant se ia cel puțin 12 cm. Imbinările profilelor U se fac cu eclise. Pe direcția longitudinală, profilele U

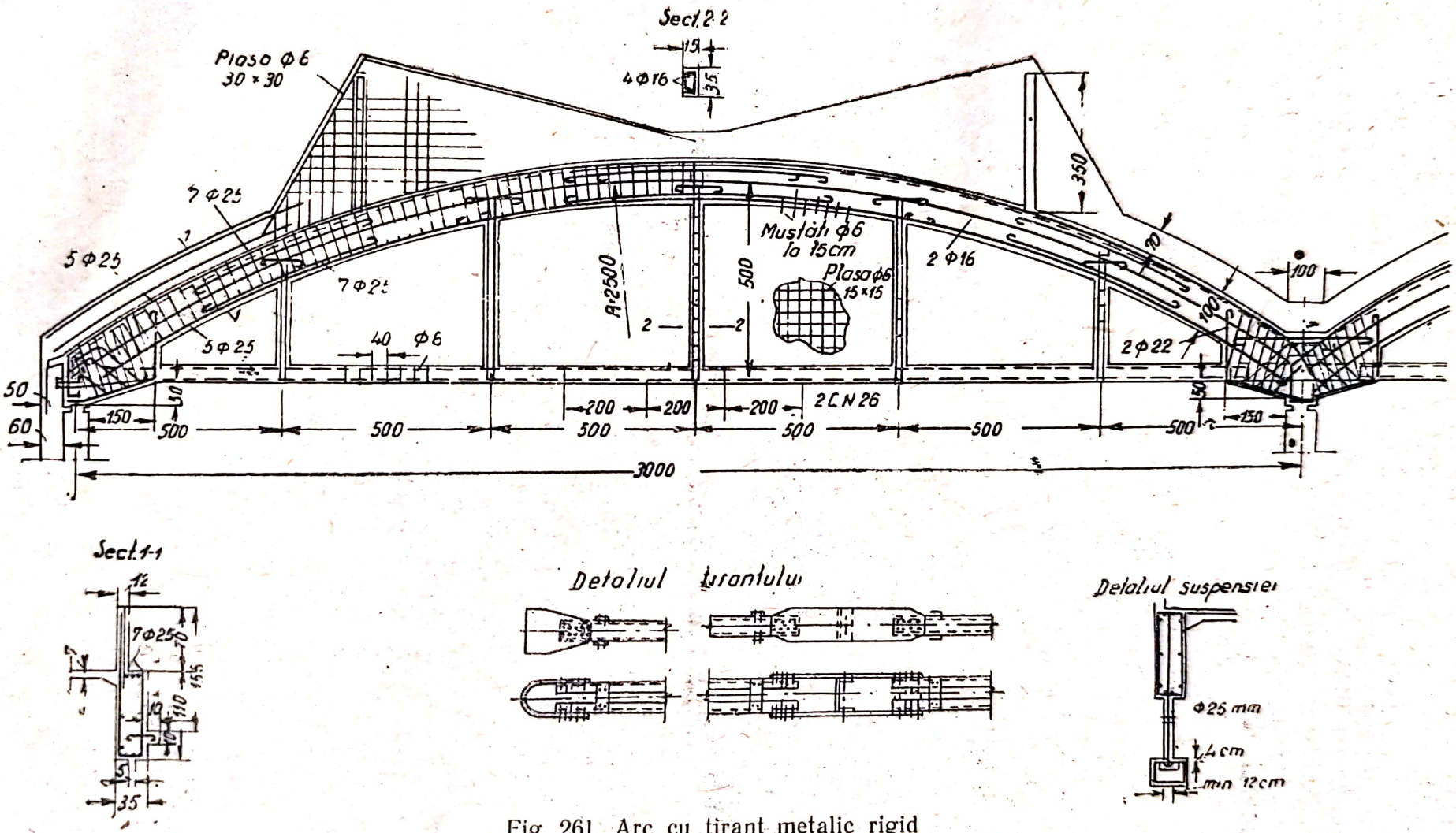


Fig. 261. Arc cu tirant metalic rigid

Scanned with OKEN Scanner

se îmbină între ele la partea de sus și de jos cu platbande (de 6 mm grosime), la 1,5—2,0 m, așezate sub formă de tablă de șah; această îmbinare se face prin sudură sau nituire.

Nodul intermediar dintre două arce se execută ca și nodul marginal; în centrul nodului, plăcile se prind între ele prin intermediul unui profil U, nituit, pentru a se da acestora mai multă rigiditate și pentru a se transmite betonului diferența împingerilor laterale, care se pot naște la două deschideri învecinate.

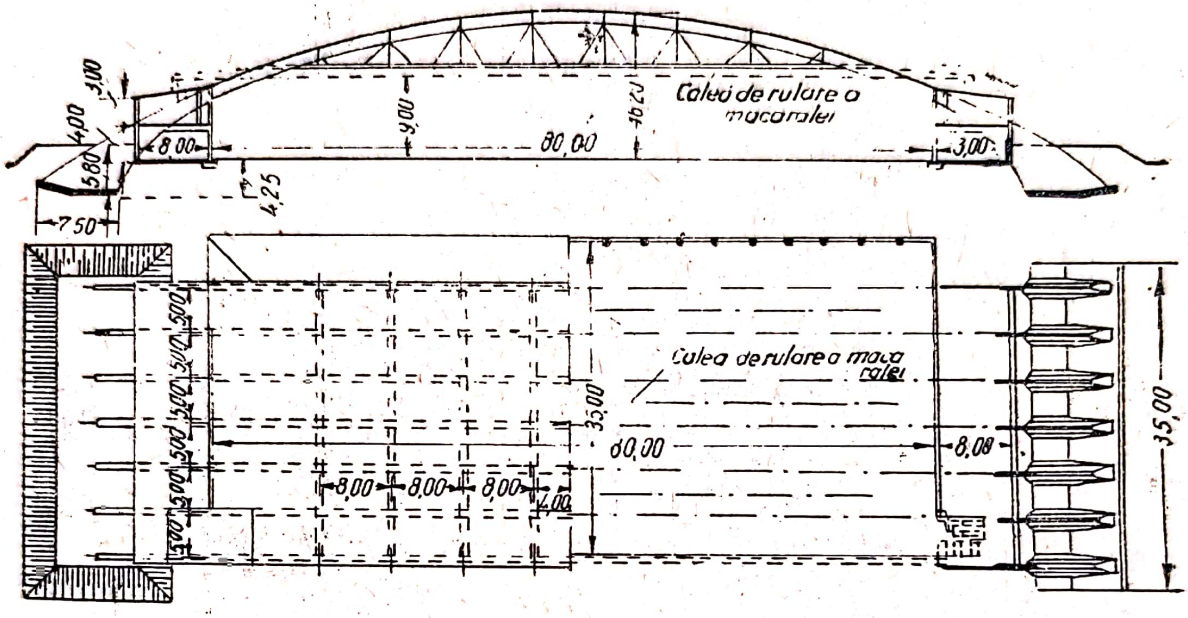


Fig. 262 Acoperiș cu arce, fără articulații, al unui hangar

Tiranții de suspensie se execută deobicei dintr'o bară cu diametrul de 25 mm; un capăt al tirantului de suspensie se încastrează în arc, iar celălalt se trece printr'o bucată de profil U, fiind prevăzut cu filet și piuliță, pentru întinderea tirantului (vezi detaliul).

Construcțiile de arce, de tipul celor examinate (conform lucrărilor Institutului Promstroiproect), și-au găsit o largă întrebuințare în construcțiile industriale, pentru acoperișuri cu deschideri până la 30 m. La construcții de beton armat, ca: stadioane acoperite, paviloane de expoziții, hale comerciale, hangare și altele, deschiderile arcelor ating însă dimensiuni foarte mari. In cele ce urmează se descriu numai două scheme de hangare cu arce.

In figura 262, arcul hangarului, încastrat în fundație, are o deschidere de peste 100 m, la o lățime a porților de 80 m. Arcele sunt așezate la o distanță de 5 m și sunt acoperite cu o placă boltită, întărită prin grinzi longitudinale. In părțile laterale, „spațiile moarte" sunt ocupate de anexe, în care sunt plasate atelierele și încăperile de deservire. Fundațiile arcelor sunt continue. Impingerea orizontală este preluată de frecarea fundației cu terenul nisipos. Este de semnalat că a fost necesară mărirea încărcării verticale, printr'o umplutură executată deasupra fundației hangarului.

Există hangare cu astfel de dimensiuni, executate cu arce cu articulații și tiranți; aceștia din urmă sunt supuși în mod obligatoriu unei întinderi inițiale, folosindu-se, în acest scop, prese hidraulice, instalate prin diferite metode.

Scanned with OKEN Scanner

In figura 263 este reprezentată schema unui acoperiș cu arce, al unui hangar, la care arcul este încastrat în cadrele cu două etaje ale construcțiilor anexe; deschiderea unui astfel de arc (lățimea porților) atinge practic 90 m.

Din cauza flexibilității arcelor și a eventualelor deformații, provocate de curgerea lentă a betonului, s'au luat o serie de măsuri, dintre care fac

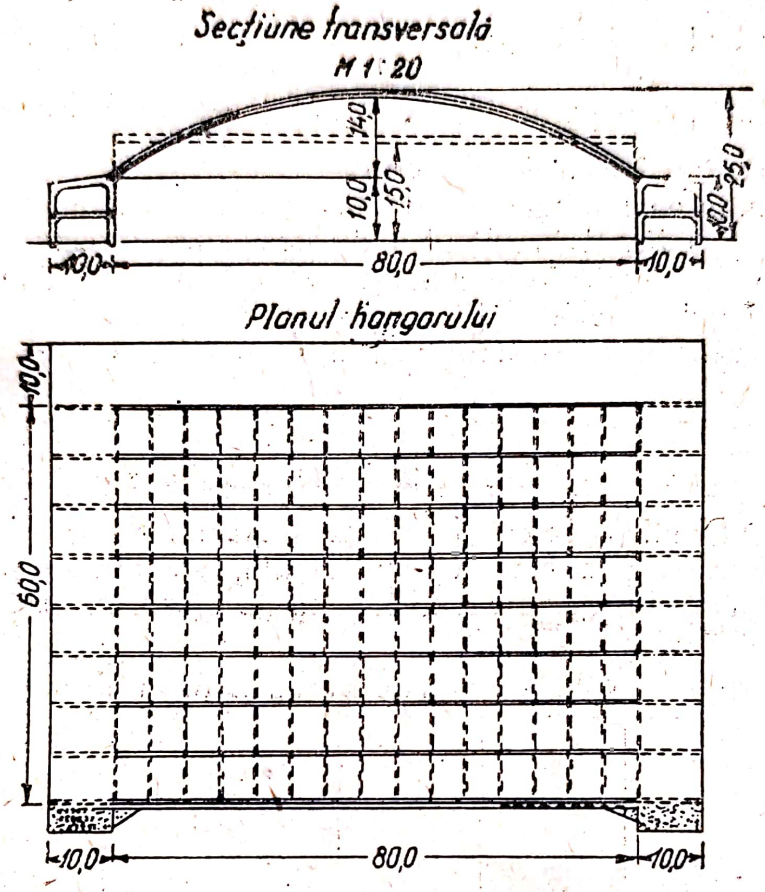


Fig. 263. Acoperiș cu arce, cu încastrarea arcelor în cadrele clădirilor anexe

parte: așezarea plăcii sub formă de boltă, într'o poziție intermediară pe înălțimea secțiunii arcului; întrebuințarea la placă a nervurilor longitudinale, așezate la partea inferioară și având o înălțime egală cu înălțimea părții de sub placă a arcelor. In locul armăturii flexibile, își poate găsi o întrebuințare rațională „armătura tubulară", formată din tuburi umplute cu beton.

Această construcție a acoperișului hangarului necesită o serioasă întărire a cadrelor laterale și a fundațiilor acestora, trebuind să constitue reazeme sigure pentru arcele neprevăzute cu tiranți.

2. Calculul arcelor

La proiectarea acoperișurilor cu arce, fără grinzi longitudinale, placa boltită este considerată ca o placă autoportantă scurtă, a cărei grosime se ia, pentru cazurile obișnuite, din tabele, fără a mai fi nevoie să fie calcu-

lată; arcele se calculează însă, ca niște diafragme, asupra cărora acționează forțele tangențiale (a se vedea mai departe, § 62).

Dacă asupra arcelor se transmit sarcini verticale (provenite din greutatea luminatoarelor) calculul acestora se face folosind formulele obișnuite, fără a se ține seamă de rigiditatea stâlpilor; se ține însă seamă de elasticitatea tirantului.

Forma axei arcului se ia după curba de presiune dată de sarcinile permanente. In cazul unei săgeți $f = \frac{l}{4} \dots \frac{l}{2}$, această curbă va fi, cu o anumită aproximație, o parabolă; iar dacă $f < \frac{l}{4}$, un arc de cerc. Arcele cu tirant se fac sub formă de arc de cerc.

La determinarea împingerii laterale, este necesar a se cunoaște secțiunea arcului și a tirantului. Pentru dimensionarea prealabilă a secțiunilor arcelor, pot fi folosite formulele care se întrebuințează la arcele parabolice turtite, cu două articulații.

Deobicei, raportul dintre înălțimea secțiunii arcului și deschidere se ia egal cu:

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{30} \dots \frac{1}{40}.$$

Secțiunea arcului se ia constantă, pe toată lungimea lui.

Dimensiunile inițiale ale secțiunii arcului se calculează multiplu de 5 cm și se pot lua din tabela 32, în funcție de mărimea deschiderii.

Tabela 32.

Dimensiunile de orientare asupra secțiunii arcelor

Deschiderea arcului, în m	12	15	18	21	24	27	30
Înălțimea *h*, în cm	45—50	50—55	55—65	65—75	75—85	85—90	90—100
Lățimea *b*, în cm	25	25—30	30	30—35	30—35	35—40	35—40

Numărul barelor de suspensie care susțin tirantul se ia, în funcție de mărimea deschiderii, din tabela 33.

Tabela 33

Numărul barelor de suspensie, la arce

Deschiderea arcului, în m	12—15	16—20	21—25	26—30
Numărul barelor de suspensie	2	3	4	5

Mărimea împingerii laterale a unui arc trasat după o parabolă de gradul doi, atunci când există tirant, se determină din următoarele formule (fig. 264).

Scanned with OKEN Scanner

1. In cazul unei sarcini concentrate, nesimetrice:

$$H = 0{,}625 \frac{Pl}{f} k\,(c - 2c^3 + c^4), \quad (413)$$

în care

$$c = \frac{a}{l};$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2}\frac{I_i}{F_i} + \frac{E_b I_i}{E_t F_t}} \quad (414)$$

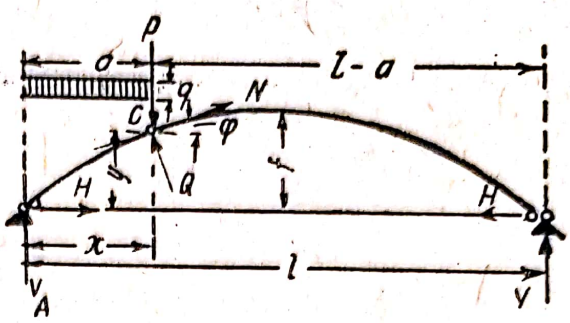


Fig. 264. Schema de calcul a arcului

E_b este modulul de elasticitate al betonului, egal cu 210 000, kg/cm²;
E_t — modulul de elasticitate al oțelului (tirantului), egal cu 2 100 000 kg/cm²;
F_i — secțiunea ideală a arcului la chee, egală cu $F_b + 10\,F_a$;
F_t — secțiunea tirantului, fără a se scădea slăbirile secțiunii.

$$I_i = I_b + 10\,I_a = \frac{bh^3}{12} + 10\,F_a\left(\frac{h}{2} - a\right)^2.$$

Secțiunea armăturii F_a se ia, inițial, egală cu 0,01 bh.

2. In cazul unei sarcini uniform distribuite, nesimetrice:

$$H = 0{,}0625 \frac{ql^2}{f} k\,(5c^2 - 5c^4 + 2c^5). \quad (415)$$

3. In cazul încărcării totale:

$$H = 0{,}125 \frac{ql^2}{f} k. \quad (416)$$

Secțiunea inițială a tirantului poate fi determinată, pe baza valorii aproximative a împingerii laterale maxime, calculată cu ajutorul formulei (416), dată pentru un arc cu o singură deschidere, supus la o încărcare totală uniform distribuită și luând pentru coeficientul K, care ține seamă de elasticitatea tirantului, valoarea aproximativă $k = 0{,}90$.

Dacă tiranții mai susțin și instalații de transmisie, monoșine etc., trebue să se țină seamă de momentele încovoietoare corespunzătoare.

Pe baza dimensiunilor stabilite ale secțiunilor arcului și ale tirantului, se calculează, cu ajutorul formulei (414), valoarea mai exactă a coeficientului k.

După determinarea lui H, pentru diferite cazuri de încărcări, toate celelalte mărimi se pot găsi ușor.

Momentul încovoietor, pentru o secțiune oarecare, este:

$$M_x = M_0 - Hy;$$

iar forța axială:

$$N_x = Q_0 \sin\varphi + H\cos\varphi.$$

în care φ este unghiul dintre tangenta la arc, în punctul considerat și orizontală.

Scanned with OKEN Scanner

In mod aproximativ, cu o aproximație de 5—10%, forțele axiale se pot calcula cu ajutorul formulei:

$$N = \frac{H}{\cos \varphi}.$$

Forța tăietoare, într'o secțiune oarecare, este:

$$Q_x = Q_0 \cos \varphi - H \sin \varphi.$$

Deobicei, eforturile unitare de forfecare în arc fiind neînsemnate, Q_x nu se calculează.

La început se determină valorile lui M și N, provenite din sarcinile permanente, în secțiunile cu raportul $\frac{x}{l}$ egal cu 0, $\frac{1}{8}$, $\frac{1}{6}$, $\frac{1}{4}$, $\frac{3}{8}$ și $\frac{1}{2}$ din deschiderea l, apoi cele provenite din încărcarea cu zăpadă așezată pe jumătate din suprafață (arc); după aflarea acestei valori se poate întocmi tabela cu valorile totale de calcul.

Calculul secțiunilor armăturii (simetrice) se face în funcție de valorile momentelor încovoietoare și ale forțelor axiale, cu ajutorul formulelor, tabelelor sau graficelor pentru compresiune excentrică. Totodată, diametrele barelor se aleg astfel, încât, în secțiunea cea mai redusă a arcului, armătura, de fiecare parte, să nu fie mai mică de 3 ⌀ 12 mm. Procentul de armare nu trebue să depășească 1,5% la deschideri mici și 2% la deschideri mari.

Calculul arcului la stabilitatea în planul vertical (flambaj) este necesar atunci când înălțimea secțiunii arcului este $h < \frac{l}{25}$. In cazul unui beton de marca 110 și al unei deschideri până la 30 m, se întâmplă foarte rar ca acest calcul să fie necesar. Atunci când se întrebuințează însă un material de calitate superioară (ciment și oțel), datorită micșorării relative a secțiunii transversale a arcului, calculul la stabilitate capătă o mare importanță.

Pentru calculul arcelor la flambaj în planul curburii, lungimea de calcul se ia egală cu: pentru arce cu trei articulații, 0,58 s; pentru arce cu două articulații 0,54 s; iar pentru cele fără articulații, 0,36 s, în care s este lungimea axei desfășurate a arcului.

§. 57. ROSTURILE DE DEFORMAȚIE (DE DILATAȚIE ȘI DE CONTRACȚIE PRECUM ȘI CELE DE TASARE)

1. Destinația rosturilor. Distanța dintre rosturi

La executarea unor construcții de beton armat de o lungime destul de mare, trebue să se ia măsuri împotriva apariției efortunilor unitare periculoase, care provin din cauza contracției betonului și a variațiilor de temperatură, iar în unele cazuri, și din cauza unei tasări neuniforme a fundațiilor, așezate pe un teren cu proprietăți diferite. Neluarea unor măsuri cores-

Scanned with OKEN Scanner

punzătoare*) poate avea drept consecință apariția fisurilor și a crăpăturilor și chiar desfacerea părților de construcție. Aceste rosturi constitue, în același timp, și rosturi de lucru, adică punctele unde se pot întrerupe ușor lucrările, pentru un timp oarecare.

După cum se știe, la variații de temperatură, părțile construcției se pot scurta sau lungi. Sub acțiunea contracției, se produc numai scurtări. Dacă tasarea este diferită, deplasarea părților construcției se face pe verticală.

La construcții de beton armat obișnuite, variațiile de temperatură și contracția nu se iau în considerare în calcul, însă toată construcția se împarte în părți distincte, prin rosturi, care poartă denumirea de rosturi de deformație, rosturi de dilatație sau rosturi de temperatură și de contracție.

După proiectul Codexului de Dispoziții Oficiale, distanțele dintre rosturile de deformație nu trebue să depășească valorile indicate în tabela 34.

Tabela 34

Distanța dintre rosturile de deformație

Felurile construcțiilor	Distanța dintre rosturi, în m	
	Pentru părți de construcții în interiorul clădirilor sau în pământ	Pentru părți de construcții descoperite și elementele lor
Planșee plane, de beton armat ușor, monolit	30	20
Idem, de beton obișnuit	40	25
Construcții cu schelet de beton armat monolit, obișnuit	50	30
Idem, prefabricate	60	40
Construcții mixte, cu schelet de rezistență și cu acoperișuri de lemn sau metalice	60	40

Dacă distanța dintre rosturi este mai mare decât limita indicată, este necesară o justificare corespunzătoare.

Lățimea rosturilor depinde de dimensiunile părților de construcție, de destinația ei și de variațiile posibile de temperatură. Atunci când construcția se execută la o temperatură medie și pe viitor ea se va găsi în condiții normale de lucru, diferitele porțiuni ale construcției se pot despărți prin rosturi, cu lățimea de 0,5 cm. Aceste porțiuni pot veni chiar în contact, deoarece, datorită contracției betonului, rosturile se vor deschide singure, și vor forma un joc suficient pentru dilatarea acestor porțiuni la o creștere eventuală a temperaturii. Dacă construcția se execută însă la temperatură relativ joasă, se recomandă ca lățimea rosturilor să se lase mai mare. Deobicei, lățimea rosturilor se ia de 1—2 cm; în timpul executării rosturilor, se introduc diferite materiale ca: plută, carton, carton gudronat, ruberoid (carton asfaltat).

Rosturile de deformație trebue să treacă pe toată înălțimea construcției, până la fundație, pentru a se asigura deformarea liberă a părților

*) Executarea unor rosturi de deformație *(N. R.)*.

separate. Adeseori, se fac în practică greşeli grave, atunci când se execută rosturi prin planşee şi stâlpi interiori, fără să se execute, în acelaşi timp, în pereţii exteriori şi interiori. Din cauza acestei greşeli, se produce deobicei ruperea zidăriei.

Atunci când planul construcţiei este simplu, prezentându-se sub formă de dreptunghi, construcţia se împarte deobicei, prin rosturi, în părţi egale. In cazul unor planuri complicate, cu clădiri anexe, rosturile trebuesc prevăzute la unghiurile intrânde (fig. 265). Când numărul de etaje este mai mare, ele sunt prevăzute la racordarea părţii mai joase cu cea înaltă; în acest caz, rostul se execută astfel, încât partea mai înaltă să rămână legată de reazemele (stâlpii) ei marginale.

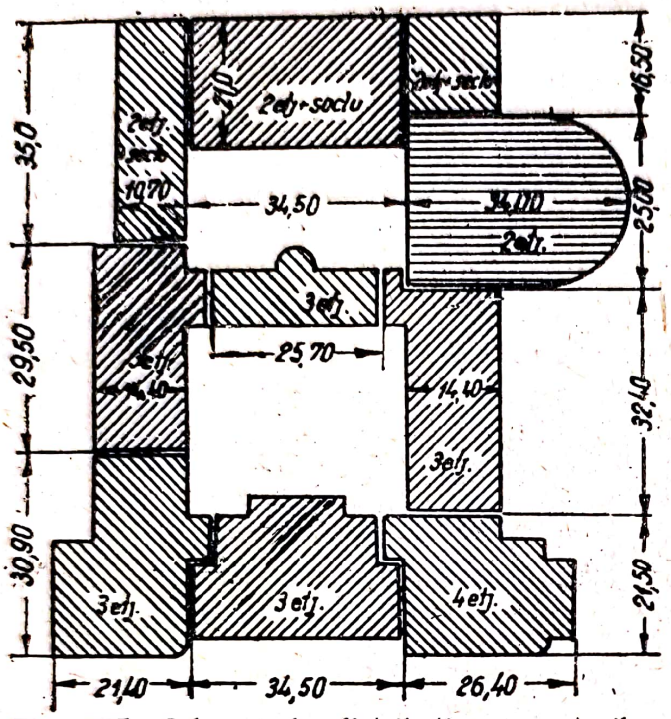


Fig. 265. Schema de distribuţie a rosturilor de deformaţie

Rosturile împart clădirea nu numai în lungime, dar şi în lăţime, dacă aceasta din urmă depăşeşte dimensiunile arătate în tabela 34. Părţile de clădire aşezate pe terenuri de natură diferită, sau acelea care diferă foarte mult în ce priveşte înălţimea sau încărcările, trebue să fie despărţite prin *rosturi de tasare*. In aceste cazuri, trebue ca rosturile să fie duse, în mod obligatoriu, şi prin fundaţie. Rosturile de tasare sunt deasemenea necesare, atunci când o clădire nouă vine în contact cu o clădire veche.

2. Tipurile de rosturi şi particularităţile alcătuirii lor

Rosturile de deformaţie pot fi realizate prin diferite metode.

Cea mai simplă metodă de executare a rosturilor în planşee este întreruperea plăcii în mijlocul ei (fig. 266, *a*), ceeace este posibil, la deschideri mici ale plăcii. In cazul unei deschideri relativ mici, se pot întrerupe, prin aceeaşi metodă, şi grinzile (fig. 266, *b*). Astfel de rosturi se pot însă prevedea mai ales atunci când sunt sarcini fixe, deoarece, în cazul unor sarcini mobile, din cauza săgeţilor inegale, cele două console pot lua diferite poziţii, pe înălţime. Deaceea, rosturile menţionate se întrebuinţează de preferinţă la acoperişuri.

Rostul mai poate fi realizat prin divizarea stâlpilor, obţinându-se, în acest caz, nu numai stâlpi dubli, dar şi grinzi duble (fig. 266, *c*), fapt care prezintă, uneori, anumite inconveniente, de ordin arhitectonic. Aceste ros-

turi se duc numai până la fundație, a cărei întrerupere nu este indicată, din punct de vedere constructiv.

Rostul cu stâlpi dubli este cel mai corect; avantajul lui constă în faptul că, în acest caz, este suprimată alunecarea sau frecarea unei părți de beton pe alta.

Alcătuirea în acest fel a rostului duce la o soluție mai costisitoare, deoarece se adaugă stâlpi și grinzi. Se recomandă ca acest fel de rost să fie întrebuințat la scheletele de rezistență ale clădirilor industriale, mai ales în cazul sarcinilor mari sau dinamice.

Dacă planșeul este rezemat pe ziduri de cărămidă, rostul se execută având *reazemul mobil*. Acesta constă dintr'o placă metalică (fig. 267, *a*), sau dintr'un cuzinet de beton armat, acoperit cu tablă de oțel, unsă cu grafit.

Adeseori, rosturile se realizează prin rezemarea liberă a capătului grinzii unei părți din clădire pe o consolă, formată prin prelungirea grinzii celeilalte părți (fig. 267, *b*). La alcătuirea unui astfel de rost în grinda secundară, placa planșeului se poate rezema pe o retrage de 5—8 cm, executată în grinda principală, care merge dealungul rostului din placă. Este însă mai bine ca rostul să fie retras la oarecare distanță dela grinda principală (fig. 267, *c*). In felul acesta, în secțiunea grinzii principale se păstrează placa comprimată pe ambele părți, deși, în partea rostului, aceasta are o lățime mai mică.

In figura 268 sunt reprezentate diferite metode de amenajare a rosturilor în grinzi principale: a) reazemul grinzii principale îl constitue o consolă din stâlp; b) rostul este așezat pe grinda principală, în consolă (această metodă este mai favorabilă în ce privește distribuția momentelor); c) pe grinzile principale, în consolă, mărginite de grinzi secundare, este așezată o placă simplu rezemată; în ultimul caz, pe console poate fi așezată și o placă cu nervuri.

Dacă rosturile sunt realizate prin console, este necesar ca reazemele să fie executate cu multă grijă, deoarece, în caz contrar, din cauza frecării grinzii de consolă, se pot deteriora atât consola, cât și partea de grindă așezată pe aceasta (fig. 268, *c*); un pericol deosebit îl prezintă o eventuală contrapantă a suprafeței de rezemare.

La planșeele fără grinzi (ciupercă), rostul se execută deobicei cu stâlpi dubli (fig. 269); marginile plăcii sunt prevăzute, pe contur, cu grinzi marginale.

La cadrele cu mai multe deschideri, rosturile pot fi deasemenea realizate, atât prin stâlpi dubli, cât și cu ajutorul consolelor (fig. 270).

Rosturile de tasare pot fi realizate fie prin folosirea stâlpilor dubli, care se reazemă pe fundații independente, fie prin amenajarea în intervalul dintre două părți ale clădirii (cu fundații independente), a unor plăci intermediare, simplu rezemate (fig. 268, *c*), sau prin planșee din plăci, cu grinzi simplu rezemate (fig. 271). In cazul unei astfel de construcții, tasarea neuniformă a fundației nu va prezenta un pericol pentru clădire.

In cele ce urmează se arată alte detalii constructive ale rosturilor din planșee.

Dacă în planșeu se amenajează un rost descoperit, este indicat ca acesta să fie acoperit, la partea inferioară, cu platbande de oțel sau cu

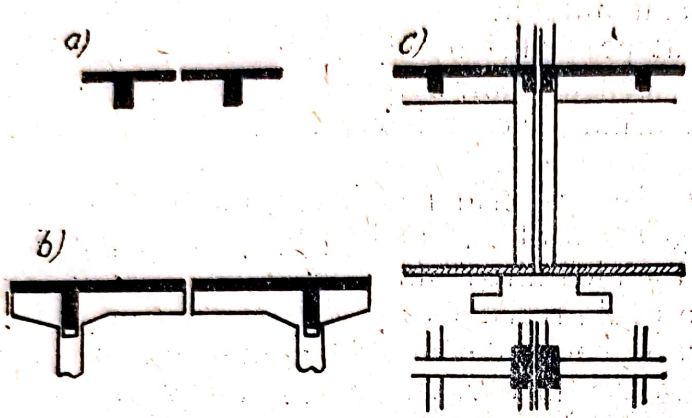
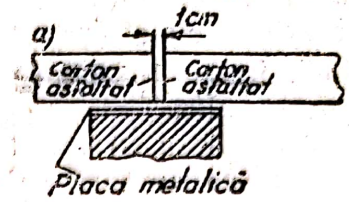


Fig. 266. Scheme constructive ale rosturilor de deformație



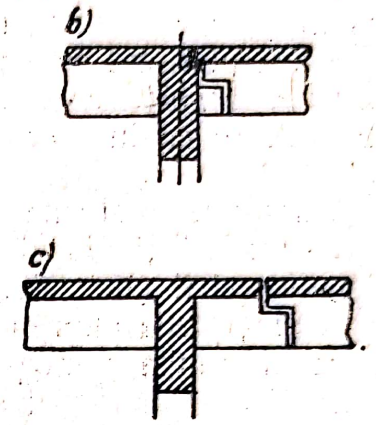


Fig. 267. Alcătuirea rosturilor în grinzi secundare

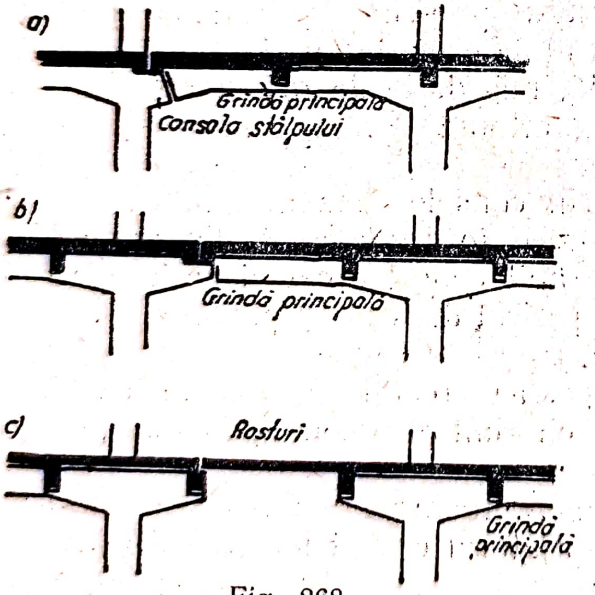


Fig. 268.
a — c — Alcătuirea rosturilor în grinzi principale

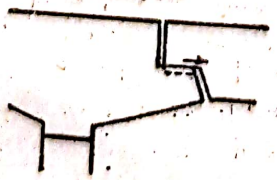


Fig. 268. *d*.

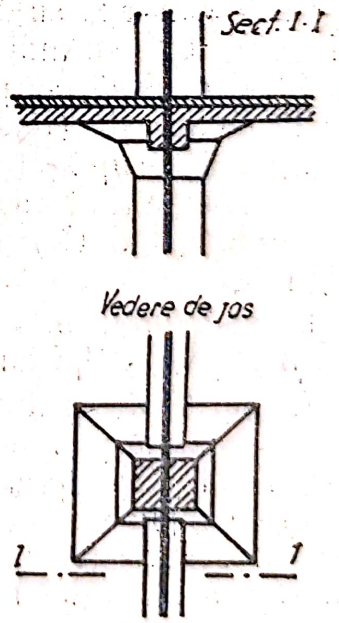


Fig. 269. Rost în olanșeu, fără grinzi (ciupercă)

scânduri de lemn (fig. 272, *a*), pentru a evita posibilitatea căderii impurităților. Rostul deschis din perete (atunci când clădirea nouă vine în contact cu cea veche) poate fi acoperit, după cum se vede în figura 272, *b*.

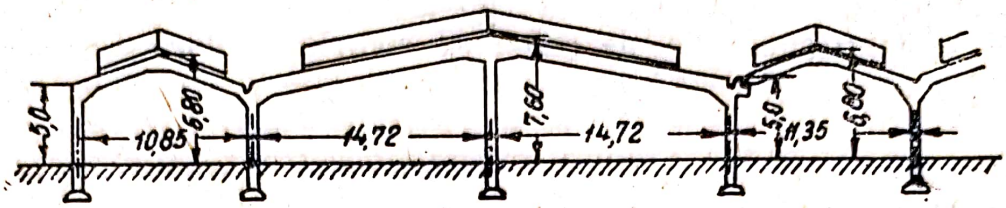


Fig. 270. Rost la un cadru cu mai multe deschideri

La executarea rosturilor cu console, trebue să se țină seamă de eforturile de forfecare mari, care se produc în console.

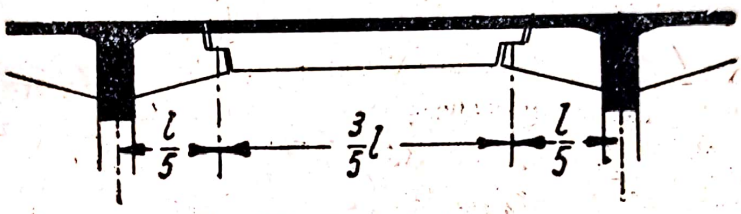


Fig. 271. Rost de tasare.

In consecință, consolele trebue să fie armate în mod corespunzător, pentru a se preîntâmpina o eventuală formare a fisurilor în secțiunile *a—a* și *b—b* (fig. 273). In acest caz, trebue să se facă verificarea la încovoiere după secțiunea înclinată, cu metoda de calcul la stadiul de rupere (§ 17).

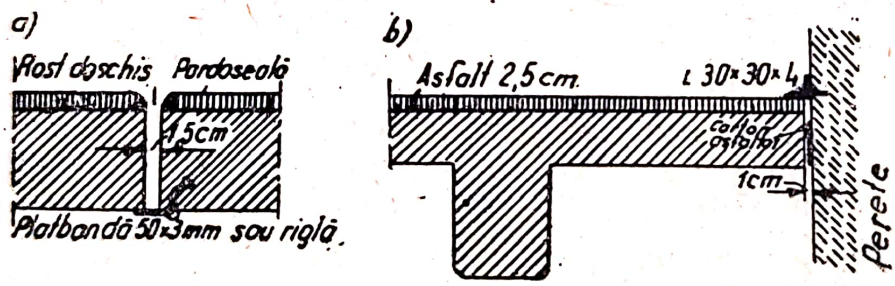


Fig. 272. Detalii de rosturi în placă

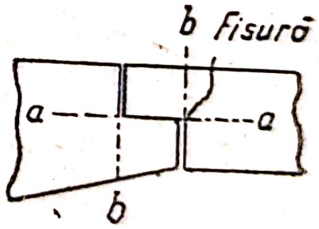


Fig. 273.

In figura 274, *a*, este reprezentată armarea unei grinzi secundare, în dreptul rostului realizat, prin prelungirea consolei, în locul de intersecție cu grinda principală.

Consola și capătul grinzii sunt prevăzute cu numărul necesar de bare ridicate și de etrieri, care se așează deobicei la distanțe mici (4—8 cm). Când rosturile se execută în acest mod, între planurile de contact se așează deobicei două straturi de carton asfaltat sau două bucăți netede de tablă de oțel, de 2—3 mm grosime, unse cu grafit. Atunci când grinzile sunt excepțional de grele, se întrebuințează role de oțel. Deși modul obișnuit de executare a rostului, prin introducerea a două straturi de carton asfaltat, este foarte simplu, are însă marele desavantaj că, după betonarea unei părți a planșeului, trebue să se întrerupă lucrul, deoarece cartonul poate fi așezat numai după întărirea betonului; totodată, planele de contact nu se obțin suficient de netede.

In figura 274, *b*, este reprezentată construcția unui rost, la care acest neajuns a fost îndepărtat. Aici a fost întrebuințată o foaie de zinc închisă, ale cărei îndoituri inferioare sunt prinse în cuie de cofraj. Când rostul se execută în acest mod, betonarea se poate face fără întrerupere; afară de aceasta, se obțin suprafețe de rezemare complet netede și se creează un

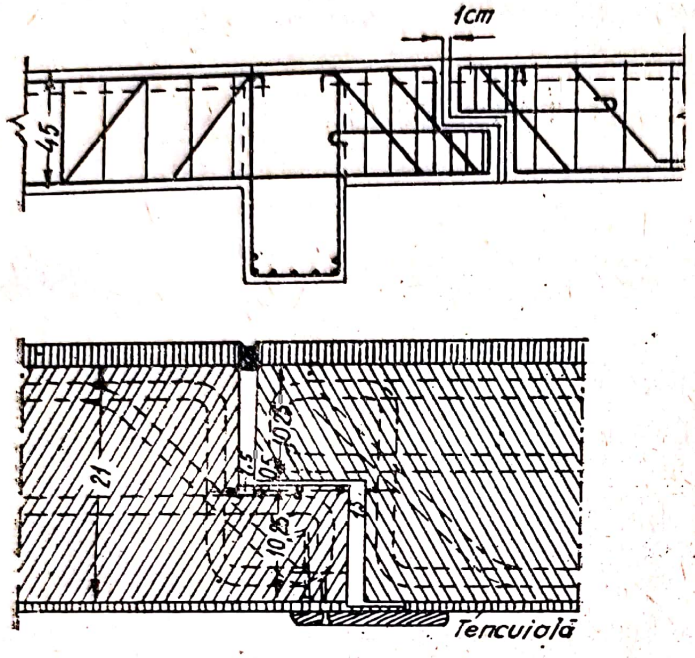


Fig. 274. Detalii de rosturi în grindă

obstacol împotriva pătrunderii în rost a impurităților, a apei, a betonului etc., asigurându-se totodată mobilitatea rostului.

Partea inferioară a rostului poate să rămână deschisă sau să fie acoperită printr'o îndoitură a foii; uneori, rostul se acoperă în partea de jos cu o scândură, fixată la un singur capăt.

Atunci când rosturile se execută în planșee, acestea nu trebue să fie acoperite de jos cu tencuială, ci dimpotrivă, trebue să fie rostuite și lăsate netencuite. Dacă rostul este tencuit, după un timp apar fisuri șerpuite, care dau impresia neîntemeiată a unui început de distrugere a planșeului.

Deasemenea, este necesar ca rostul să treacă și prin stratul de pardoseală superior; în acest scop, marginile rostului sunt prelucrate, prin diferite metode.

§. 58. FUNDAȚII DE BETON ARMAT

Datorită rezistenței betonului armat la încovoiere și la forfecare, acesta constitue în prezent materialul principal pentru executarea fundațiilor puțin adânci (fundații plane).

Dacă la fundații se întrebuințează beton armat, este necesar ca, odată cu cercetările hidrogeologice ale terenului, să se facă și analiza chimică a apei subterane, pentru a determina agresivitatea ei. Aceasta prezintă

însemnătate la rezolvarea definitivă a problemei întrebuințării unui beton obișnuit la fundații, sau a necesității de a lua diferite măsuri de protecție[1]).

Fundațiile de beton armat se întrebuințează la diferite clădiri și construcții inginerești, industriale și civile și, mai ales, la turnuri, coșuri de fum, silozuri etc.

Ele sunt indicate mai ales în cazul unor terenuri slabe și neomogene, precum și în cazul transmiterii concentrate a încărcărilor, de exemplu, prin intermediul stâlpilor. Posibilitatea măririi bazei fundațiilor, pentru a se micșora presiunea asupra terenului, permite adeseori să se evite executarea piloților sau consolidarea terenului de fundație, prin alte metode.

Fundațiile plane de beton armat pot fi împărțite în trei categorii:

1) fundații izolate (tălpi) pentru stâlpi;

2) fundații continue sau sub formă de grinzi, pentru un șir de stâlpi sau pentru ziduri;

3) radiere, care se execută sub toată construcția.

1. Fundații izolate sub stâlpi

a) *Alcătuirea fundațiilor*

Fundațiile izolate (tălpi, cuzinești) se execută deobicei atunci când distanțele dintre stâlpi sunt destul de mari, precum și atunci când încărcările nu sunt prea mari. Aceste fundații trebuesc folosite numai în cazurile când, prin lărgirea fundației din piatră brută sau beton simplu, în limitele unghiului admisibil de repartiție a presiunilor[2]) și pentru o adâncime maximă dată de așezarea tălpii fundației, soluția nu este economică sau respectiv nu este posibil să se obțină suprafața necesară a tălpii (fig. 275).

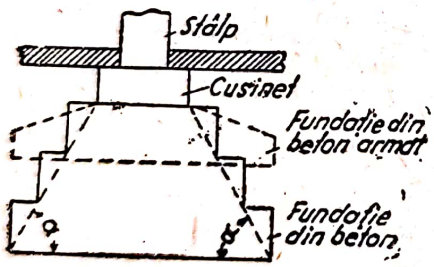


Fig. 275.

Fundațiile de beton armat pot avea drept consecință o reducere însemnată a costului lucrărilor de zidărie și de pământ, precum și a termenului de execuție, în comparație cu fundațiile de piatră sau de beton, așezate la adâncimi mult mai mari.

In cazul transmiterii centrice a încărcării, fundațiile au deobicei, în plan, o formă de pătrat.

După forma lor, fundațiile se pot împărți în fundații piramidale și fundații în trepte.

Fundațiile piramidale sunt, la rândul lor, de diferite forme, care diferă după aspectul secțiunii transversale. In cazul unei înălțimi reduse, fundația are aspectul unei tălpi plane (fig. 276) care, de multe ori, pe lângă armătura întinsă, necesită montarea unor bare înclinate și, în unele cazuri, a unor etrieri, pentru preluarea eforturilor principale de întindere.

---

[1] Condițiile tehnice pentru executarea și recepționarea lucrărilor generale și speciale de construcții, Vol. I. Capit. 7 și 12, Stroiizdat, 1947

[2]) Unghiul de repartiție a presiunilor se ia: pentru piatră brută, 63°,30′ ($tg\alpha = 2$); iar pentru beton: 56° 30′ ($tg\,\alpha = 1{,}5$).

Scanned with OKEN Scanner

Armarea tălpilor se poate face pe două direcții: paralel cu laturile, sau paralel cu diagonalele; metoda a doua este incomodă, din punct de vedere practic, deoarece, în acest caz, sunt necesare bare de lungimi diferite.

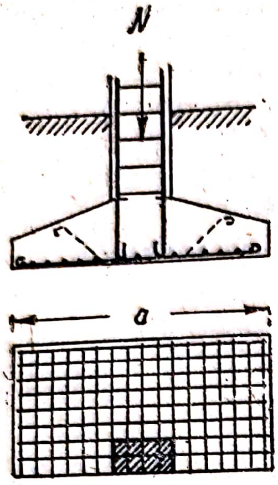


Fig. 276. Fundație sub formă de talpă

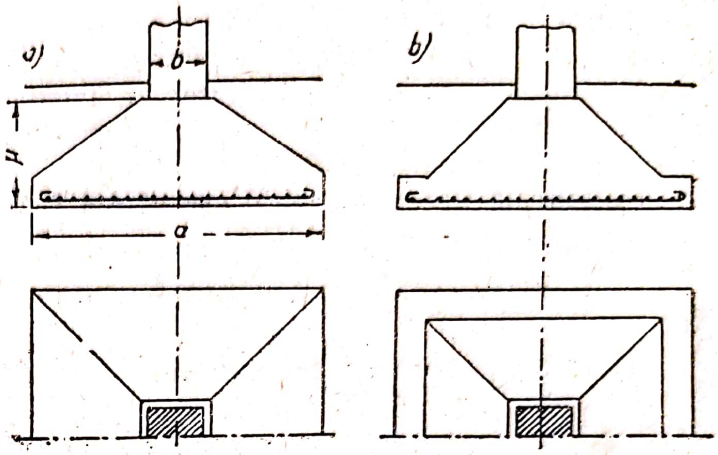


Fig. 277. Fundații piramidale

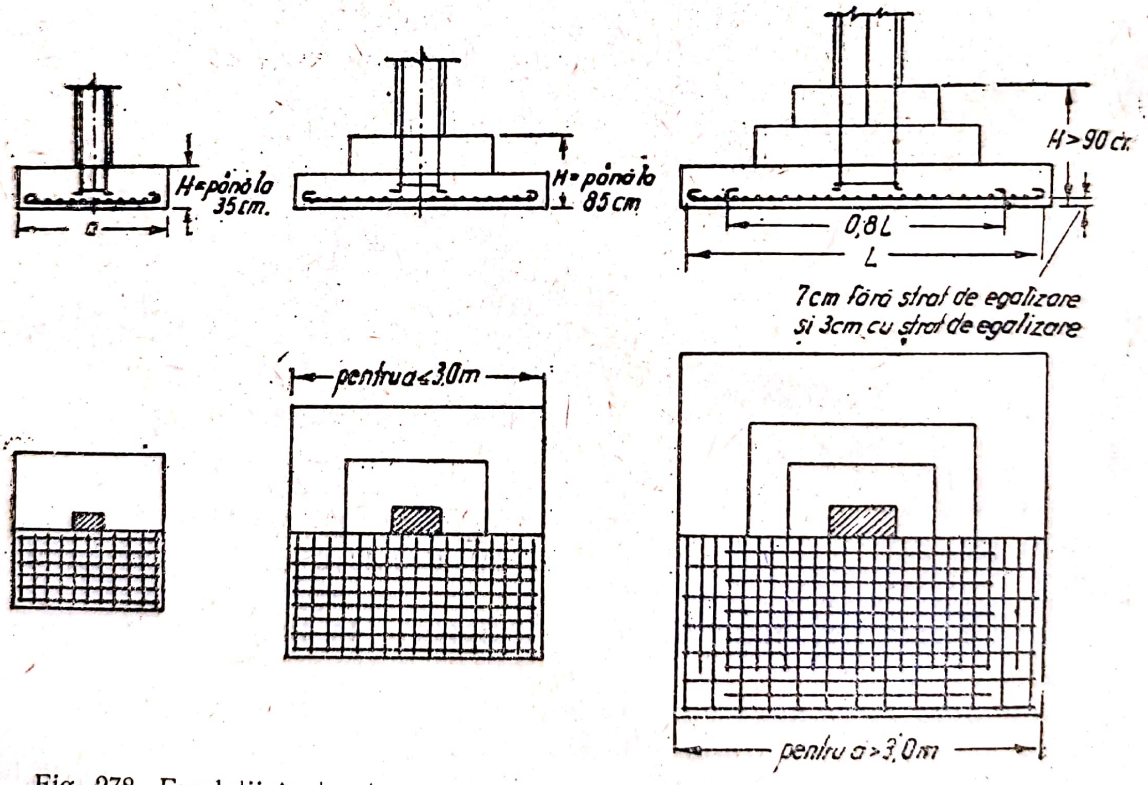


Fig. 278. Fundații în trepte

Fundațiile piramidale de înălțime redusă se execută mai ales atunci când se limitează adâncimea de așezare a tălpii fundațiilor, de exemplu, dacă fundațiile se așează în gropi adânci (subsoluri) etc.

In general, nu este recomandabil să se facă economie de beton, la fundații: dimensiunile lor trebuesc astfel alese, încât toate eforturile prin-

cipale de întindere, care sunt foarte periculoase la fundații, precum și eforturile la compresiune, să fie preluate în întregime de beton, adică trebue să se evite armătura transversală și cea comprimată. Totodată, însăși forma fundațiilor trebue să fie cât se poate de simplă, pentru a ușura execuția cofrajelor.

In figura 277 sunt reprezentate două tipuri de fundații piramidale, armate numai cu o plasă inferioară. Cubajul primei fundații este, într'o oarecare măsură, mai mare decât al celei de a doua, însă, în schimb, este mai simplu cofrajul, ceeace o face să fie mai indicată.

Fundațiile în trepte (fig. 278), elaborate de Institutul Promstroiproect, se execută deobicei cu două trepte (pentru o înălțime până la 85 cm). In cazul unor dimensiuni mici, acestea pot avea însă o singură treaptă ($H \leq 35$ cm), iar în cazul unor încărcări excepțional de grele ($H \geq 90$ cm), ele pot avea și trei trepte.

Se recomandă ca, forma în plan atât a fundațiilor în trepte, cât și a celor piramidale, să fie pătrată, cu excepția cazurilor când fundația nu poate fi desvoltată pe toate direcțiile, datorită existenții fundațiilor pentru utilaj și cazane, tuneluri și alte construcții subterane; raportul limită dintre laturi este de 1 : 3.

Fundațiile în trepte se întrebuințează pe o scară largă.

Costul fundațiilor în trepte este, practic, același ca al fundațiilor piramidale, cu deosebire că primele sunt mai ușor de executat, în ce privește amenajarea cofrajului și betonarea cu vibratoare.

Conform Instrucțiunilor Institutului Promstroiproect, în cazul unor terenuri cu umiditatea naturală, fundațiile în trepte se așează direct pe teren, fără un strat de egalizare; stratul de protecție, la partea inferioară, se execută însă, în grosime de 7 cm. Inainte de începerea betonării, plasa de armătură se așează pe niște bucăți de beton sau de cărămidă, având forme regulate.

Dacă terenul este uscat și compact, din nisip sau pietriș, stratul de protecție poate fi redus la 3,5 cm.

Dacă suprafața terenului de fundație este însă prea umedă, se execută un strat de egalizare, în grosime de 10 cm, din pietriș sau piatră spartă, bătătorită în pământ, peste care se toarnă mortar de ciment (1 : 4); în acest caz, stratul de protecție se execută deasemena de 3,5 cm. In cazuri excepționale, stratul de egalizare se execută din beton slab, având deasemenea grosimea de 10 cm.

Armătura fundațiilor sub formă de plasă se repartizează uniform, pe ambele direcții; se recomandă plasele sudate.

La fundații cu dimensiuni mari, cu latura mai mare de 3 m, jumătate din bare se iau cu o lungime egală cu 0,8 L, în care L este dimensiunea barelor lungi. Barele scurte și lungi se așează alternativ. Toate barele se termină, în general, prin ciocuri.

Dacă înălțimea mustăților armăturii din fundație este până la 1 m, acestea se duc, în jos, până la plasa inferioară și se termină cu ciocuri drepte. In cazul unor înălțimi mai mari, numai patru bare, așezate la colțurile stâlpului, se duc până la plasă, iar celelalte se introduc în fundație cu 20 d. Pentru fundațiile în trepte, se întrebuințează deobicei un beton marca 110.

Scanned with OKEN Scanner

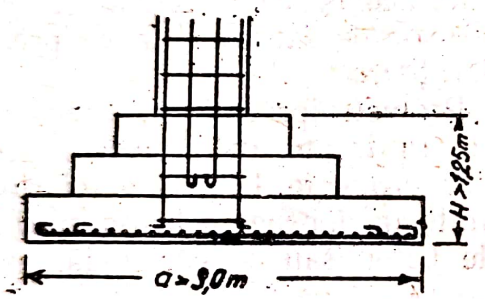
Asupra fundațiilor încărcate excentric, afară de încărcarea verticală, poate acționa și împingerea orizontală; iar în cazul stâlpilor încastrați, pot acționa și momentele de încastrare. Pentru determinarea dimensiunilor acestor fundații, se studiază cazurile cele mai defavorabile de încărcare, pentru cari se obțin pozițiile extreme ale rezultantelor.

Aceste fundații pot fi, deasemenea, piramidale sau în trepte.

Ca și în cazul unei încărcări centrice, se recomandă ca fundația să se facă în plan, pe cât posibil simetrică și mai aproape de forma pătrată. Excepție dela această regulă se face numai atunci când este necesar, pentru a se repartiza mai bine presiunile pe teren și pentru a se respecta gabaritele construcțiilor subterane, care vin în contact cu fundațiile.

Fundațiile în trepte, simetrice și nesimetrice, cu încărcare excentrică (fig. 279) se execută la fel ca și fundațiile cu încărcarea centrică. Numai în ce privește mustățile de armătură, se face o distincție, și anume: în caz că înălțimea fundației nu trece de 1,25 m, toate mustățile se duc până la plasa inferioară; iar în cazul unei înălțimi mai mari de 1,25 m, patru dintre barele dela colțuri se așează astfel, încât să vină cu ciocul drept în contact direct cu plasa, iar celelalte se introduc în fundație cu 30 *d* și se termină cu ciocuri semicirculare.

Adeseori, este avantajos ca, în locul fundațiilor de beton armat, să se execute *cuzineți de beton armat, pe fundațiile de piatra brută sau de beton simplu.* Cuzineți pot avea formă piramidală sau prismatică (fig. 280), aceasta, din urmă fiind mai simplu de executat. La determinarea înălțimii cuzinetului armat, unghiul de repartiție a presiunii se ia de cel puțin 45°;



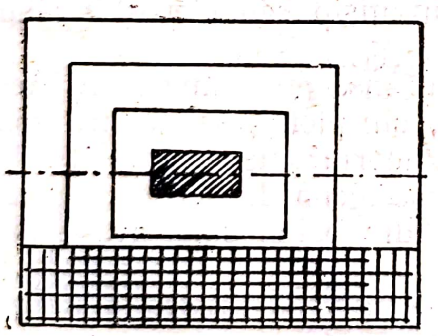


Fig. 279. Fundație nesimetrică, în trepte

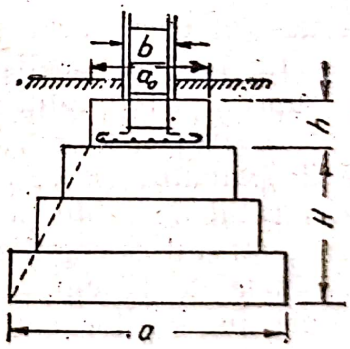


Fig. 280. Cuzinet de beton armat

totodată, înălțimea tălpii se ia $h = \frac{a_0 - b}{2} \geqslant 30$ cm și cel puțin 20 *d* ale barelor longitudinale din stâlpi.

Laturile cuzinetului a_0 se determină din formula:

$$a_0 = \sqrt{\frac{N}{\sigma_z}}$$

în care σ_z este presiunea admisibilă pe zidăria fundației.

b) *Calculul fundațiilor*

Calculul fundațiilor de beton armat izolate se rezumă la determinarea dimensiunilor lor, în funcție de presiunea admisibilă pe teren și la calculul armăturii.

In calcul, fundația se consideră absolut rigidă și presiunea pe teren sub talpa ei, uniform repartizată. In realitate, această presiune nu se repartizează uniform, modul de repartiție al presiunii depinzând de particularitățile elastice, atât ale terenului, cât și ale tălpii de fundație însăși.

Momentele încovoietoare, calculate în ipoteza că presiunea se repartizează uniform, vor fi, într'o oarecare măsură, exagerate. Deaceea, la construcții mari și cu o suprafață mare a radierelor, este rațional să se folosească, pentru calculul lor, metodele care țin seamă de elasticitatea terenului de fundație. Pentru cazurile obișnuite, sunt suficiente însă metodele aproximative de calcul.

Calculul se începe cu determinarea suprafeței tâlpii fundației care, în cazul unei presiuni admisibile pe teren σ_{ter}, va fi egală cu:

$$F = ab = \frac{N+G}{\sigma_{ter}}, \qquad (417)$$

în care N este încărcarea permanentă și mobilă, transmisă de stâlp;

G — greutatea proprie a fundației, inclusiv greutatea pământului de pe treptele fundației.

Greutatea fundației, împreună cu pământul care se găsește deasupra ei, reprezintă deobicei circa 10% din forța axială și poate fi determinată din formula aproximativă[1]):

$$G = \alpha \left(\sqrt{\frac{N}{\sigma_{ter}}}\right)^3, \qquad (418)$$

în care coeficientul α este cuprins între limitele 0,6—1,0, în funcție de raportul dintre dimensiunile tălpii. Apoi se trece la determinarea înălțimii fundației, a dimensiunilor treptelor sale și la calculul armăturii.

Inălțimea fundației H se determină dintr'un calcul convențional la străpungere (forfecare), dealungul perimetrului stâlpului, pornind dela efortul unitar admisibil la forfecare, $\tau_f = 7{,}5$ kg/cm².

Dacă stâlpul are secțiunea pătrată,

$$H = \frac{N}{7{,}5 \cdot 4b} = \frac{N}{30\,b}. \qquad (419)$$

Dacă stâlpul are secțiunea dreptunghiulară,

$$H = \frac{N}{2\,(b_1 + h) \cdot \tau_f}, \qquad (419')$$

în care b_1 și h sunt dimensiunile secțiunii transversale a stâlpului.

---

[1]) Mai exact, greutatea fundației poate fi determinată cu ajutorul graficelor. Vezi Promstroiproect: „Indrumătorul proiectantului de construcții industriale", Vol. IV. ONTI, 1935, pag. 195.

Scanned with OKEN Scanner

Fundațiile în trepte (fig. 281) sunt mai economice (în cazul dimensiunilor medii și mari ale tălpii) pentru un raport $\frac{H_0}{h_{i0}} = 2{,}3—2{,}8$, adică atunci când $h_s \geqslant h_i$. Pentru a se respecta ultima condiție, pentru fundațiile pătrate se recomandă următoarele formule:

— fundații cu două trepte:

$$H = \frac{\sigma_{ter}(a-h)}{1{,}6+2\cdot\sigma_{ter}}; \qquad (420)$$

— fundații cu trei trepte:

$$H = \frac{\sigma_{ter}(a-h)}{1{,}2+2\cdot\sigma_{ter}} \qquad (421)$$

Înălțimea treptei inferioare h_i se determină din condiția ca, pe porțiunea exterioară de lungime a_1, dincolo de dreapta dusă dela marginea stâlpului în jos, sub un unghi de 45°, până la intersecția cu axa armăturii, eforturile unitare principale de întindere să nu depășească 2,5 kg/cm² (pentru beton marca 110). Prin urmare, pornind dela formula $\tau_0 = \frac{Q}{bz} \leqslant 2{,}5$ kg/cm², avem:

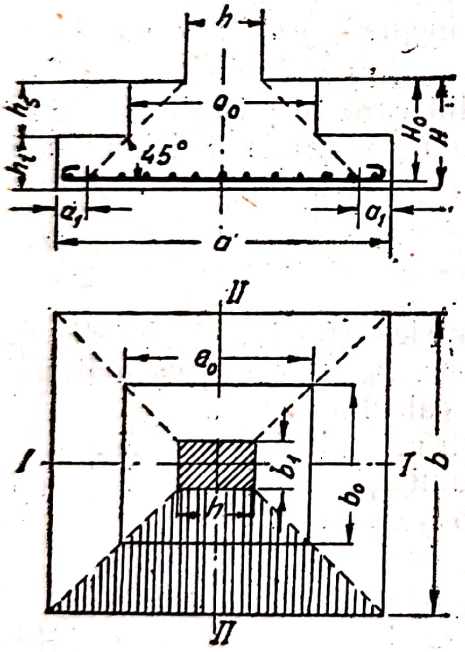


Fig. 281.

$$\tau_0 = \frac{1\cdot a_1\sigma_{ter}}{1\cdot 0{,}9\,h_{i0}};$$

de unde

$$h_{i0} = \frac{\sigma_{ter}\,a_1}{2{,}5\cdot 0{,}9} = \frac{\sigma_{ter}\,(a-h-2H_0)}{4{,}5}. \qquad (422)$$

în care $z = 0{,}9\,h_{i0}$ și $a_1 = \frac{a-h-2H_0}{2}$.

Înălțimea treptei superioare este:

$$h_s = H - h_i$$

Dimensiunile treptei superioare, în plan, sunt:

$$a_0 = h + 2h_s \text{ și } b_0 = b_1 + 2h_s.$$

Masivul interior al fundației, delimitat prin dreptele duse sub un unghi de 45°, nu necesită nici un fel de verificare la alunecare.

Secțiunea armăturii de rezistență se determină din calculul la încovoiere al părții în consolă a fundației, în secțiunea periculoasă la marginea stâlpului; iar sarcina uniform distribuită, care revine suprafeței trapezului (fig. 281), se ia egală cu reacțiunea terenului, scăzându-se presiunea provenită din greutatea proprie a fundației și a pământului de deasupra (G), care echilibrează o parte a reacțiunii terenului.

In acest fel, mărimea momentului încovoietor, de fiecare parte a stâlpului, provenit din presiunea $\sigma'_{ter} = \left(\sigma_{ter} - \frac{G}{ab}\right)$ kg/cm², se determină prin formulele următoare:

— dacă fundația are în plan o formă dreptunghiulară:

$$M_I = \frac{1}{8}\sigma'_{ter}(b+b_1)(a-h)^2\left(1-\frac{1}{3}\cdot\frac{b+2b_1}{b+b_1}\right) = \frac{1}{24}\sigma'_{ter}(a-h)^2(2b+b_1);$$

$$M_{II} = \frac{1}{8}\sigma'_{ter}(a+h)(b-b_1)^2\left(1-\frac{1}{3}\frac{a+2h}{a+h}\right) = \frac{1}{24}\sigma'_{ter}(b-b_1^2)(2a+h). \quad (423)$$

iar dacă fundația are forma pătrată:

$$M = \frac{1}{24}\sigma'_{ter}(a-b_1)^2(2a+b_1) \quad (423')$$

Secțiunea armăturii de rezistență, pe fiecare direcție, va fi:

$$\left.\begin{aligned} F_{aI} &= \frac{kM_I}{0{,}9H_0\sigma_c}; \\ F_{aII} &= \frac{kM_{II}}{0{,}9H_0\sigma_c} \end{aligned}\right\} \quad (424)$$

După cum au arătat cercetările[1]), valorile momentelor încovoietoare găsite pe această cale, și secțiunile respective ale armăturii, sunt ceva mai mici decât cele reale și necesare. In practică, se întrebuințează totuși această metodă de calcul. Rezultate mai apropiate de realitate dau metodele de calcul folosite mai de mult[2]), în care mărimea momentului se determină deasemenea în secțiunea dela marginea stâlpului, însă pentru o lățime de un metru liniar, cu montarea aceleași armături pe metrul liniar de lățime a fundației.

In acest caz, valorile momentelor încovoietoare, pe metrul liniar, se determină prin formulele următoare:

— pentru o fundație de formă dreptunghiulară:

$$\left.\begin{aligned} M_I &= \frac{(a-h)}{2}\cdot\frac{(a-h)}{4}\sigma'_{ter} = \frac{(a-h)^2}{8}\sigma'_{ter}; \\ M_{II} &= \frac{(b-b_1)}{2}\cdot\frac{(b-b_1)}{4}\sigma'_{ter} = \frac{(b-b_1)^2}{8}\sigma'_{ter}; \end{aligned}\right\} \quad (425)$$

iar pentru o fundație de formă pătrată:

$$M = \frac{(a-b_1)^2}{8}\sigma'_{ter} \quad (425')$$

[1]) *M. I. Gorbunov—Posadov:* „Grinzi și plăci pe un teren elastic", Maștroiizdat, 1949, pag. 206—213.

[2]) *C. V. Sahnovschi:* „Construcții din beton armat", partea II-a, Gosstroiizdat, 1933, pag. 14—18.

Scanned with OKEN Scanner

Fundațiile piramidale se calculează la fel; se elimină numai determinarea dimensiunilor treptelor.

Pentru ușurarea calculului fundațiilor în trepte, având formă pătrată, Institutul Promstroiproect a întocmit tabele pentru eforturi unitare (presiuni) admisibile pe teren, variind între 1 și 3 kg/cm², (vezi anexa VII). Se recomandă să se folosească aceste tabele numai la *determinarea dimensiunilor geometrice* ale fundației, deoarece secțiunea armăturii (tabela 1) este calculată pornind dela presiunea totală σ_{ter}, fără să se scadă greutatea fundației.

Exemplul 38. Să se calculeze o fundație în trepte pentru un stâlp cu secțiunea de 50 × 50 cm, cu o sarcină centrică $N = 115$ t, la o presiune admisibilă pe teren de

$$\sigma_{ter} = 20 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ t/m}^2.$$

Greutatea proprie a fundației:

$$G = 0{,}65\left(\sqrt{\frac{N}{\sigma_{ter}}}\right)^3 = 0{,}65\left(\sqrt{\frac{115}{20}}\right)^3 = 9{,}0 \text{ t}$$

Sarcina totală:

$$N_0 = N + G = 115 + 9 = 124 \text{ t}.$$

Latura tălpii fundației pătrate:

$$a = \sqrt{\frac{124\,000}{2{,}0}} \approx 250 \text{ cm}.$$

Înălțimea totală a fundației rezultă din condiția de străpungere, pentru $\tau_f = 7{,}5$ kg/cm²:

$$H = \frac{N}{30\,b} = \frac{115\,000}{30 \cdot 50} = 76 \text{ cm}.$$

Din formula (420), pentru o fundație cu două trepte, se dă:

$$H = \frac{\sigma_{ter}\,(a - h)}{1{,}6 + 2\,\sigma_{ter}} = \frac{2{,}0\,(250 - 50)}{1{,}6 + 2 \cdot 2{,}0} = 72 \text{ cm}.$$

Se ia $H = 75$ cm și $H_0 = 75 - 4 = 71$ cm.

$$\sigma'_{ter} = \left(\sigma_{ter} - \frac{G}{a^2}\right) = \left(2{,}0 - \frac{9000}{250^2}\right) = 1{,}85 \text{ kg/cm}^2;$$

$$h_{i0} = h_i - 4 = \frac{\sigma_{ter}\,(a - h - 2H_0)}{4{,}5} = \frac{1{,}85\,(250 - 50 - 2 \cdot 71)}{4{,}5} = 24 \text{ cm};$$

$$h_i = 24 + 4 \approx 30 \text{ cm}; \quad h_s = 75 - 30 = 45 \text{ cm};$$

$$a_0 = 50 + 2 \cdot 45 = 140 \text{ cm}.$$

Secțiunea armăturii, rezultată din formula (424), este:

$$F_{aI} = F_{aII} = \frac{\sigma'_{ter}\,(a - b_1)^2\,(2a + b_1)\,k}{24 \cdot 0{,}9\,H_0 \cdot \sigma_c} = \frac{1{,}85\,(250 - 50)^2\,(2 \cdot 250 + 50)\,1{,}8}{24 \cdot 0{,}9 \cdot 71 \cdot 2500} =$$

$$= 19{,}10 \text{ cm}^2.$$

Se ia 17 Ø 12 ($F_a = 19{,}23$ cm²).

Din formula (425'),

$$f_{aI} = f_{aII} = \frac{\sigma'_{ter}\ (a-b_1)\ 1{,}8 \cdot 100}{8 \cdot 0{,}9\ H_0 \cdot \sigma_c} = \frac{1{,}85\ (250-50)^2 \cdot 1{,}8 \cdot 100}{7{,}2 \cdot 71 \cdot 2500} =$$

$$= 10{,}42\ \text{cm}^2,$$

iar pentru toată lățimea fundației,

$$F_{aI} = F_{aII} = 10{,}42 \cdot 2{,}5 = 26{,}05\ \text{cm}^2,$$

adică este necesar cu 36% mai multă armătură decât conform metodei adoptate în practică

In cazul fundațiilor încărcate excentric, presiunile pe teren se determină folosind formulele cunoscute de mai jos (fig. 282).

a) Dacă rezultanta cade în interiorul sâmburelui secțiunii,

$$\sigma = \frac{N_0}{ab}\left(1 \pm \frac{6e}{a}\right), \qquad (426)$$

în care $N_0 = N + G$ și $e = \frac{M}{N_0}$; aici M este momentul care acționează asupra tălpii fundației.

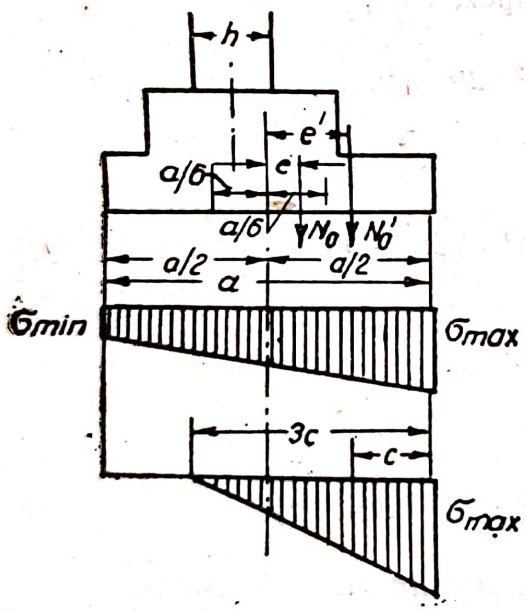


Fig. 282.

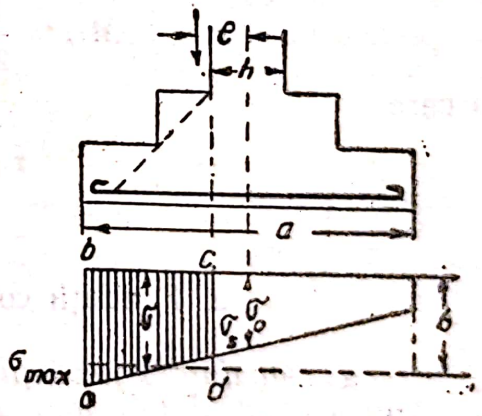


Fig. 283.

b) Dacă rezultanta cade înafara sâmburelui secțiunii,

$$\sigma_{max} = \frac{2N'_0}{3bc}, \qquad (427)$$

în care $c = \frac{a}{2} - e'$.

In cel din urmă caz, o parte din fundație nu ia parte la transmiterea presiunii, adică nu lucrează. O astfel de diagramă poate fi admisă pentru

fundațiile stâlpilor care nu suportă încărcarea provenită dela macarale, sub rezerva ca, în acest caz, să fie respectată condiția $\frac{3c}{a} \geqslant 0{,}75$.

Determinarea în plan a dimensiunilor fundației încărcate excentric se face prin încercări succesive, urmate de verificarea presiunilor pe teren. Pentru a se economisi timp, în practică se folosesc tabele permițând să se determine direct dimensiunile fundației în plan, cu ajutorul a trei date, și anume N, e și σ_{max}.

Determinând dimensiunile fundației în plan și diagrama presiunilor, calculul se continuă pe baza acelorași principii ca și pentru fundațiile încărcate centric.

In acest caz, momentul încovoietor (pentru calculul armăturii) se găsește considerând în calcule o mărime medie a încărcării (presiunii). Ordonata de calcul a încărcării trebue luată în dreptul centrului de greutate al trapezului diagramei $a\,b\,c\,d$ (fig. 283). Practică însă, se consideră că ea poate fi luată la mijloc, între marginea încărcată a fundației și marginea stâlpului, adică se ia $\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_c}{2}$, în care σ_c este ordonata diagramei presiunilor la marginea stâlpului.

Potrivit formulei (423), mărimea momentului, la marginea stâlpului, datorită presiunilor care acționează pe trapez, este:

$$M_I = \frac{1}{24}\sigma'_{ter}\,(a-h)^2\,(2b+b_1);$$

Pe cealaltă direcție, momentul este:

$$M_{II} = \frac{1}{24}\sigma'_0\,(b-b_1)^2 \cdot (2a+h),$$

în care

$$\sigma'_0 = \frac{N_0 - G}{a\,b}$$

2. Fundații continue (grinzi de fundație)

a) *Alcătuirea fundațiilor continue, sub un rând de stâlpi*

Atunci când stâlpii sunt așezați relativ aproape unul de altul și sunt destul de puternic solicitați ($\geqslant$100 t), sau atunci când terenul de fundație este neomogen și slab ($\sigma_{ter} \leqslant 1{,}0$ kg/cm^2), în loc de a proiecta fundații izolate, care în acest caz ar avea dimensiuni mari, este mai avantajos de a le uni între ele, realizând grinzi sau, cum se mai numesc, fundații continue (fig. 284).

Fundațiile continue se aseamănă cu grinzile cu mai multe deschideri, solicitate de jos de reacțiunile terenului și având drept reazeme tălpile stâlpilor. Aici însă, pe lângă armătura principală, se mai prevede, dealungul fundației, o armătură așezată pe lățimea fundației, întrucât, de ambele părți ale nervurii, apar în placa de repartiție care iese în consolă, momente încovoietoare transversale.

Scanned with OKEN Scanner

Astfel, în secţiunea transversală, fundaţia continuă se prezintă cu un profil T, având talpa (placa) la partea inferioară. Dacă talpa are grosimea $h_p = 20—25$ cm, secţiunea ei transversală se execută deobicei de înălţime constantă, fără vută.

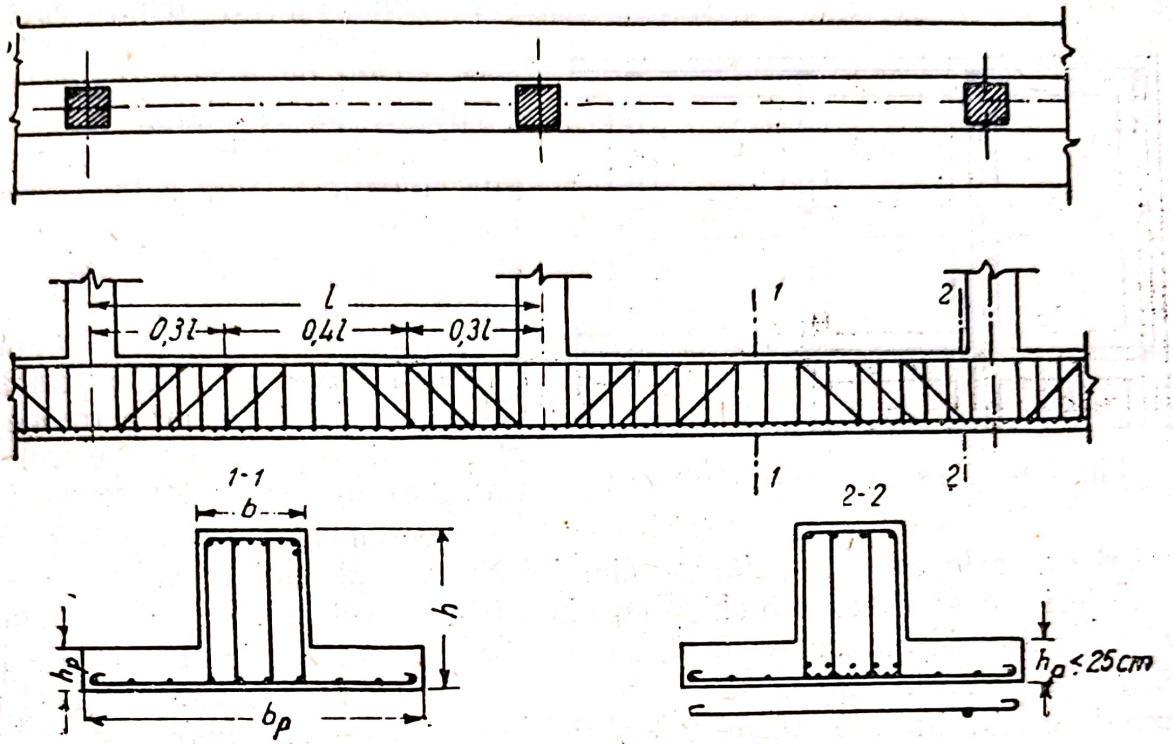


Fig. 284. Fundaţie continuă (nervură cu înălţime constantă)

Grinzile fundaţiilor continue pot avea înălţimea constantă pe toată lungimea (fig. 284) sau, în dreptul stâlpilor, îngroşări sub formă de vute (fig. 285).

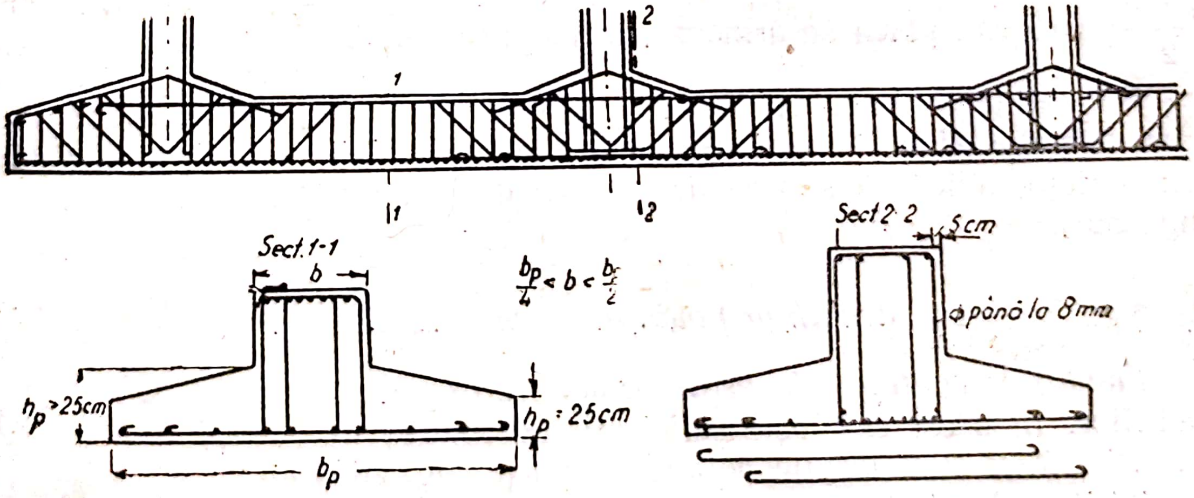


Fig. 285. Fundaţie continuă (nervură cu vute)

Dacă fundaţiile continue sunt încărcate mult, având deschideri destul de mari, ar fi nerentabil ca secţiunile să fie păstrate constante pe toată lungimea lor, deoarece, la preluarea forţelor tăitoare şi a momentelor, participă îndeosebi părţile din nervuri care sunt cele mai apropiate de rea-

zeme. In aceste cazuri, fundațiile continue se pot executa cu o secțiune variabilă, adică cu vute, verticale sau orizontale; cele orizontale sunt indicate atunci când adâncimea fundației este limitată.

Deobicei, fundațiile continue au la capete console, a căror lungime trebue stabilită prin calcul, astfel încât presiunea pe teren, sub console, să nu fie mai mare decât în porțiunile dintre stâlpi.

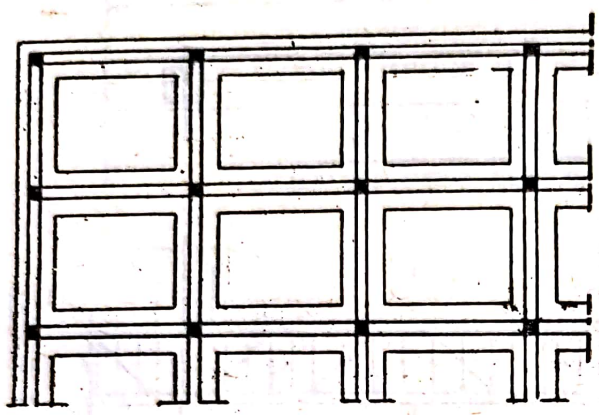


Fig. 286. Rețea din fundații continue

La fundațiile continue, se întrebuințează un beton marca 110—140.

Armătura longitudinală de rezistență, care se montează în nervură, este deobicei dublă. Secțiunea armăturii, atât a celei superioare, cât și a celei inferioare, trebue să reprezinte, fiecare în parte, cel puțin 0,2% din secțiunea nervurii.

Secțiunea maximă a armăturii superioare este în câmp, iar a celei inferioare, sub stâlpi. Se recomandă ca etrierii să se execute închiși, cu diametrul de cel puțin 8 mm. In cazul unor eforturi de alunecare mari, se permite ca numărul de secțiuni de forfecare și distanța dintre etrieri rezultate din calcul, să rămână aceleași numai pe o porțiune de 0,25—0,30 l dela axa reazemului; în restul nervurii, se pot modifica.

Diametrul armăturii de rezistență din placă se ia de cel puțin 10 mm, atunci când sunt 5 până la 14 bare pe metrul liniar. Armătura de repartiție are diametrul de 8 până la 10 mm; se așează la 30 cm distanță între bare și nu se consideră în calcul. In cazul unei console având $\frac{b_p - b}{2} > 75$ cm, placa se armează, în modul arătat în fig. 285.

Fundațiile continue se așează deobicei pe o singură direcție a unui rând de stâlpi. Uneori este indicat să se așeze fundațiile continue și pe ambele direcții, adică să se execute o rețea din fundații continue încrucișate (fig. 286).

b) *Alcătuirea fundațiilor continue sub ziduri*

Fundațiile continue de beton armat se execută uneori și sub zidurile clădirilor. In acest caz, este suficientă executarea unor tălpi armate, fără nervuri și care sunt lărgite pe ambele părți (fig. 287, *a*).

Lățimea fundației continue se calculează pe baza sarcinilor transmise de ziduri și a presiunii admisibile pe teren.

Armarea se face deobicei transversal pe fundația continuă, pe toată lățimea ei, barele longitudinale având în special rolul de bare de repartiție. In dreptul golurilor (de uși și altele), armarea longitudinală trebue întărită.

In terenuri neomogene, pentru a se evita tasările neuniforme, se recomandă să se execute o nervură longitudinală și sub pereți, pentru a mări rigiditatea fundației, pe direcția longitudinală (fig. 287, *b*). Uneori, la astfel de fundații, rolul nervurilor îl pot avea pereții de beton ai subsolului, în care se montează o armătură longitudinală, la nivelul soclului sau al primului planșeu.

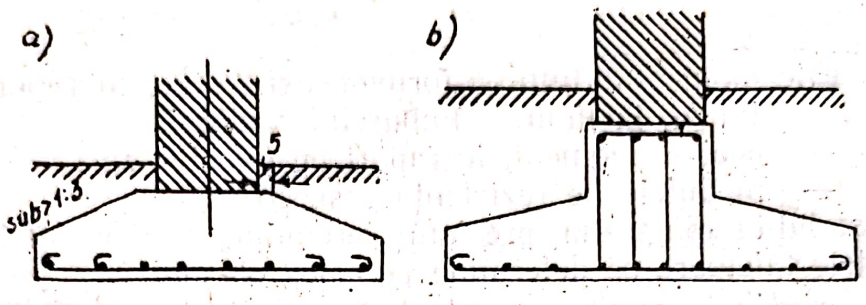


Fig. 287. Fundații continue pentru pereți

c) Calculul fundațiilor continue

Calculul fundațiilor continue, dacă acestea sunt considerate ca o grindă continuă, solicitată la presiunea de jos în sus a terenului, repartizată liniar, nu este în general corect. Deoarece centrul de greutate al încărcărilor exterioare nu corespunde cu centrul de greutate al fundației, rezultă totdeauna o excentricitate. Afară de aceasta, în majoritatea cazurilor, din calcul rezultă diagrame deformate ale momentelor și ale forțelor tăietoare. Deformarea provine din aceea că, de multe ori, reacțiunile la reazeme, calculate ca pentru o grindă continuă, încărcată cu presiunea terenului uniform sau liniar, diferă sensibil de încărcările exterioare reale.

Această metodă poate fi admisă numai pentru calculul porțiunii dela mijloc a fundației continue, încărcată cu sarcini concentrate, dispuse la distanțe egale.

Este de remarcat că, atunci când distanțele dintre stâlpi sunt mici, utilizarea metodei practice de echilibrare a sarcinilor exterioare și a presiunii terenului dă adeseori soluții aproximativ mulțumitoare.

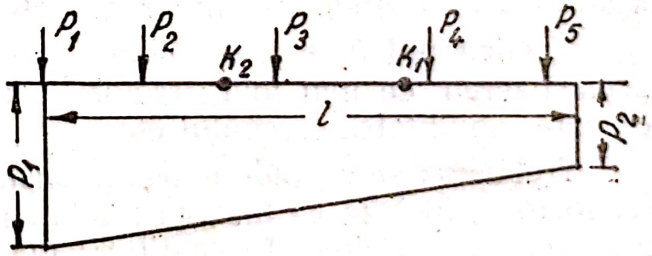


Fig. 288. Repartizarea presiunii sub o grindă continuă rigidă

Potrivit acestei metode, fundația continuă este considerată ca o grindă, supusă, în partea de sus și de jos, acțiunii unor forțe verticale, cunoscute ca mărime, care se găsesc în echilibru. Intr'o astfel de condiție, grinda este static determinată și poate fi calculată ușor.

In cazul general al unei fundații continue, considerată absolut rigidă, adică în ipoteza că presiunea pe teren este repartizată liniar (fig. 288),

presiunea p_1 și p_2 (pe unitatea de suprafață a tălpii), la capetele fundației continue, se determină din formulele compresiunii excentrice:

$$p_1 = \frac{M_{k_1}}{W_1} = \frac{6 M_{k_1}}{b_1 l^2}$$

și

$$p_2 = \frac{M_{k_2}}{W_2} = \frac{6 M_{k_2}}{b_2 l^2},$$

în care M_{k1} este momentul tuturor forțelor exterioare, în raport cu punctul k_1, la limita sâmburelui secțiunii;

M_{k2} — același moment, în raport cu punctul k_2;

W_1 și W_2 — modulele de rezistență respective.

Odată stabilită diagrama presiunii terenului, — momentele încovoietoare și forțele tăietoare se determină pe calea obișnuită.

Metoda principală, pentru un calcul mai exact al fundației continue de beton armat, este *calculul pe baza teoriei grinzilor așezate pe un teren elastic.*

Există două metode de bază: cea veche, bazată pe ipoteza lui Winkler, și cea de a doua, la care fundația continuă este considerată o grindă, dispusă într'un semispațiu elastic.

Variante ale calculului bazat pe ipoteza lui Winkler sunt: *metoda condițiilor inițiale* (Crâlov, Dutov), *metoda statică* (Pasternac) și *metoda care duce la grinda, „infinit lunga"* (metoda lui Clișevici, simplificată de Corenev).

După ipoteza lui Winkler, pentru grinda așezată pe un teren elastic, intensitatea încărcării, într'un punct oarecare, q kg/cm, este creată prin contrapresiunea (reacțiunea) fundației, care se ia proporțional cu săgeata y, adică

$$q = -k_0 b y.$$

Din acestă formulă, reiese că coeficientul de proporționalitate k_0, care este deobicei numit „coeficientul patului" sau „coeficientul terenului", reprezintă presiunea la care tasarea fundației este egală cu 1 cm și se măsoară în kg/cm³; b este lățimea tălpii fundației continue, în cm, iar $k_0 b = k$ este coeficientul liniar al patului.

Coeficientul k_0 este o valoare absolut convențională și depinde, pentru același teren, de mai mulți factori, ca: mărimea și forma suprafeței de încărcare, umiditatea terenului etc.

Trebue să se considere deasemenea, ca un neajuns foarte mare al acestei metode, ipoteza că tasarea fundației se poate produce numai acolo unde este aplicată sarcina. In realitate, tasarea (deformarea terenului) se produce și dincolo de limitele porțiunii încărcate.

Acest neajunsuri ale metodei de calcul după ipoteza lui Winkler, au impus folosirea unei alte metode, potrivit căreia terenul de fundație este considerat un corp elastic isotrop, de dimensiuni nelimitate în plan și în adâncime. In realitate, terenul nu este un astfel de corp elastic, însă aceste nepotriviri s'au putut lua în considerare, printr'o alegere corespunzătoare a caracteristicilor de bază; aceste caracteristici sunt: modulul de elastici-

Scanned with OKEN Scanner

tate al terenului E_0 (variind aproximativ între 100 și 500 kg/cm²) și coeficientul lui Poisson, ν_0, (variind între 0,2 și 0,4).

Problema dificilă, constând în aplicarea metodelor teoriei elasticității la calculul grinzilor așezate pe un teren elastic, a fost complet rezolvată în ultimii ani, prin lucrările oamenilor de știință sovietici N. M. Ghersevanov, B. M. Jemocichin, M. I. Gorbunov-Posadov, V. I. Cuznețov, V. A. Florin etc.

Potrivit noii metode, se consideră că deformația terenului într'un punct dat al tălpii fundației depinde nu numai de presiunea în acest punct, dar și de presiunea în alte puncte. Sub încărcarea transmisă de grinda fundației, lucrează tot semispațiul elastic, și deformația grinzii se produce odată cu deformația terenului pe care se reazemă aceasta. Starea de tensiune a terenului și deformațiile lui sub sarcină, determinate după această metodă, se apropie mai mult de deformațiile reale ale fundației elastice. Această metodă de calcul se numește adesea metoda de calcul „fără ipoteza lui Winkler".

Pentru calculul grinzilor așezate pe un teren elastic, B. N. Jemocichin a elaborat teoria calculului și tabele practice de calcul[1]). Există deasemenea tabelele de calcul ale lui M. I. Gorbunov-Posadov[2]). Aceste lucrări permit efectuarea calculului static al grinzilor de fundații, fără dificultăți deosebite.

Cercetările au stabilit că — în toate cazurile când terenul de fundație este format dintr'un pământ coeziv elastic într'un strat suficient de gros, sau dintr'un pământ fără coeziune — însă în cazul unei fundații cu lățimea destul de mare, adică atunci când fundația corespunde în mod mulțumitor cu proprietățile unui semispațiu elastic, fundațiile continue trebue să fie calculate potrivit teoriei elasticității. Numai în cazul unei grosimi relativ reduse a stratului de teren elastic, pe o adâncime egală cu dimensiunea lățimii fundației continue, se pot calcula grinzile pe baza coeficientului patului.

Dacă la calculul fundațiilor continue se folosesc tabelele lui M. I. Gorbunov-Posadov, se stabilește în primul rând caracteristica grinzii:

$$L = \sqrt[3]{\frac{2E_b I(1-\nu_0^2)}{b' E_0}},$$

în care b' este lățimea fundației continue;

I — momentul de inerție al secțiunii grinzii T, care se ia, în cazul dimensiunilor obișnuite ale fundațiilor continue, egal cu $I = \frac{b'h^3}{24}$.

---

[1]) *B. N. Jemocichin, A. P. Linițin:* „Metodă practică pentru calculul grinzilor de fundații și al radierelor așezate pe un teren elastic (fără ipoteza lui Winkler)", Stroiizdat, 1947.

[2]) *M. I. Gorbunov—Posadov:* „Grinzi și plăci așezate pe un teren elastic", Masstroiizdat, 1949.

M. I. Gorbunov—Posadov: „Tabele pentru calculul fundațiilor continue de beton armat", Gosstroiizdat, 1946.

Scanned with OKEN Scanner

Apoi, se găsește pentru grindă, jumătate din lungimea ei, raportată la L:

$$\lambda = \frac{l}{L}$$ și jumătate din lățime, raportată deasemenea la L. $$\beta = \frac{b'}{2L}$$

Folosind tabelele corespunzătoare, se găsesc valorile σ_{ter} M, Q și y (tasarea).

Afară de încovoiere, fundațiile continue pot fi supuse, deasemenea, la torsiune, sub acțiunea momentelor transversale, care se nasc din cauza forțelor de frânare a macaralelor, a presiunii vântului, a încastrării în fundații a cadrelor etc. Pentru reducerea eforturilor unitare principale de întindere, în cazul torsiunii, sunt foarte eficace vutele orizontale; în aceste cazuri, vutele verticale au o influență mult mai redusă.

Calculul fundațiilor continue încrucișate este mai complicat decât calculul fundației continue, așezată pe o singură direcție. In acest caz, pentru calcul, pot fi deasemenea întrebuințate fie metoda aproximativă, în ipoteza că presiunea se distribue liniar (în particular uniform distribuită), fie metoda „exactă", bazată pe teoria grinzilor așezate pe un teren elastic.

Calculul aproximativ al fundațiilor continue încrucișate se face deobicei fără să se țină seamă de torsiune: acesta este bazat pe rezolvarea ecuațiilor obținute din condiția egalității săgeților în noduri.

După cum au stabilit cercetările, în cazul încărcărilor obișnuite, cu forțe concentrate, torsiunea influențează puțin diagramele momentelor încovoietoare; în cazul unor solicitări destul de mari rezultate din momentele de pe direcția fundațiilor continue longitudinale și transversale, influența torsiunii este însă mai accentuată.

Alegerea înălțimii fundației continue trebue să se facă pentru un coeficient de armare redus, în scopul atât al asigurării unei rigidități mai mari și a unei repartizări mai uniforme a presiunii, cât și al economisirii de metal.

La calculul fundațiilor continue de sub ziduri, înălțimea aproximativă a consolelor, în locurile de încastrare, se determină cu momentul $M = -\frac{1}{2} q l^2$ kg pe metru, în care l este lățimea consolei fundației continue, iar q este reacțiunea terenului pe m². Înălțimea consolei trebue să fie astfel aleasă, încât să nu fie necesară o armătură, pentru preluarea eforturilor unitare principale de întindere.

3. Radiere de beton armat

a) *Alcătuirea radierelor*

Dacă stâlpii și zidurile portante sunt atât de încărcați, încât fundațiile continue, într'o direcție, sau cele încrucișate (rețea) nu sunt suficiente, se poate folosi o placă continuă de beton armat numită radier, turnată pe toată suprafața de sub clădire.

Radierul, ca și grinda continuă, prezintă avantajul deosebit de a redistribui eforturile, dela zonele care cedează mai mult, la cele care cedează mai puțin. Datorită acestui fapt, se elimină neuniformitatea bruscă la tasarea diferitelor părți ale clădirii. Deaceea, fundațiile menționate constitue una dintre metodele cele mai bune pentru repartizarea uniformă a încărcării, pe un teren slab și neomogen.

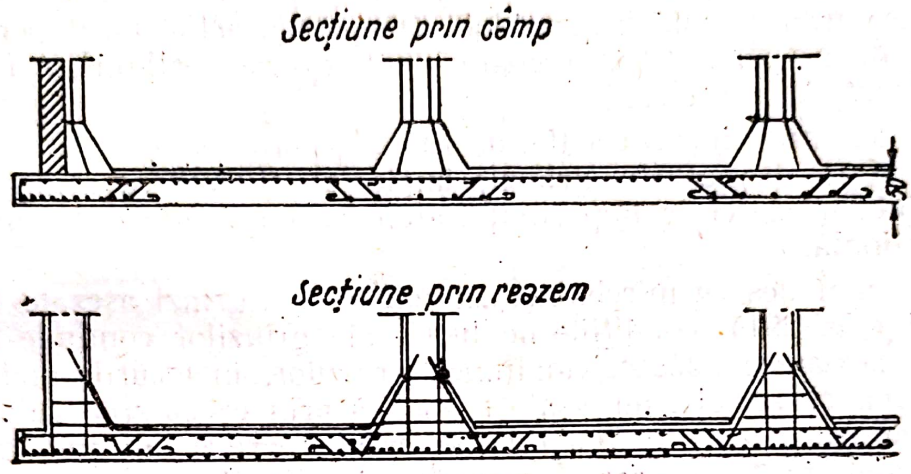


Fig. 289. Radier fără grinzi

Radierul poate fi asemănat cu un planșeu de beton armat întors. Încărcările care se transmit dela pereți și stâlpi sunt analoage reacțiunilor din reazemele planșeului, însă orientate invers. Placa lucrează sub acțiunea presiunii de jos în sus a terenului.

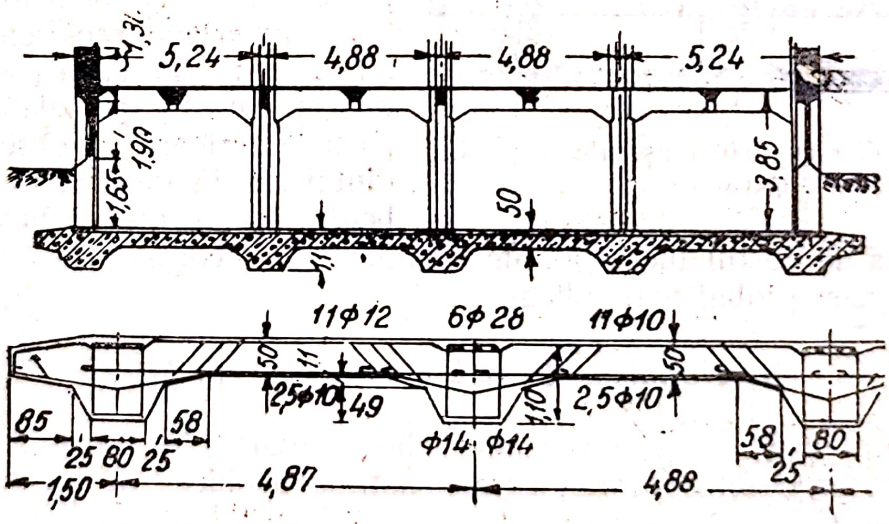


Fig. 290. Radier cu nervuri la partea inferioară

Deoarece încărcarea acționează, în acest caz, în sens invers, armătura trebue să se găsească la mijlocul deschiderii, la partea superioară, iar sub pereți și stâlpi, la partea inferioară. In unele cazuri, armătura inferioară poate fi necesară pe toată lungimea. Radierele se execută sub formă de planșee fără grinzi sau planșee cu grinzi (chesonate).

Dacă stâlpii sunt așezați la distanțe egale, în ambele direcții, radierul se alcătuește adesea *ca un planșeu ciupercă întors* (fig. 289).

Dacă se adoptă această soluție constructivă, trebue să se aibă în vedere faptul că bazele mult lărgite ale reazemelor ocupă loc în subsol și înrăutățesc condițiile de exploatare a subsolului. La radierele cu grinzi, acestea pot fi așezate la partea superioară sau la cea inferioară. Grinzile longitudinale și transversale se așează în așa fel, încât locurile de intersecție ale acestora să se găsească sub stâlpi.

La radierele cu grinzi așezate la partea inferioară, acestea se execută cu secțiunea transversală trapezoidală (fig. 290), astfel încât pereții tranșeelor săpate în pământ să se poată menține fără sprijiniri, cofrajele nefiind necesare, în acest caz.

Dacă se întrebuințează astfel de radiere, pardoseala subsolului rezultă plană; în afară de aceasta, grinzile împiedică alunecarea radierului, fapt care prezintă o deosebită importanță, atunci când straturile terenului au o poziție înclinată.

Totuși, mai des se întrebuințează *radiere* cu grinzi așezate la partea superioară (fig. 291), condițiile de lucru ale grinzilor continue fiind mai favorabile. Deoarece adeseori înălțimea grinzilor, în locurile unde ele vin în contact cu reazemele, nu poate fi mărită prin executarea vutelor (care măresc adâncimea întregii fundații), se execută grinzi late sau grinzile se lărgesc numai în apropierea reazemelor intermediare, păstrând aceeași înălțime a secțiunii, pe toată deschiderea.

Pentru a se obține la subsol o pardoseală orizontală continuă, spațiile dintre grinzi pot fi complectate cu pământ, beton slab sau, în cazul când distanțele dintre grinzi sunt relativ mici, se pot așeza peste grinzi plăci prefabricate de beton armat.

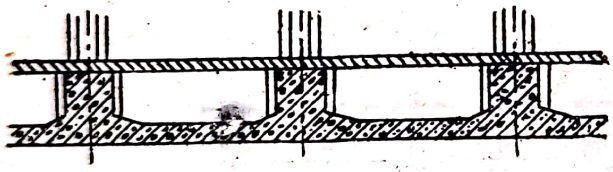


Fig. 291. Radier cu grinzi așezate la partea superioară

Comparând radierele cu grinzile așezate la partea superioară, cu cele având grinzile așezate la partea inferioară, se observă că cele dintâi au în general un cubaj de beton armat mai redus. Insă, ținând seamă de costul lucrărilor de săpătură și de cofraje, ele au, deobicei, un preț de cost global mai ridicat.

b) *Noțiunea de radier cu casete închise*

In cazul unor condiții speciale (clădiri înalte) se execută radiere de beton armat în casete închise, care constitue deobicei, în același timp, și subsolul clădirii.

Radierele cu casete închise sunt formate din două plăci orizontale — fundația și planșeul, legate într'un tot, prin pereți longitudinali și transversali de beton armat, așezați dealungul axelor principale ale clădirii (fig. 292).

Acest sistem de fundație a fost folosit la construcția clădirilor înalte din Moscova, deoarece terenul stâncos găsindu-se la adâncimi mari, s'a hotărît ca fundația acestor clădiri să se așeze pe stratul de teren compresibil.

Scanned with OKEN Scanner

La majoritatea clădirilor, sarcinile se distribue neuniform și anume: în partea centrală, ele sunt mult mai mari decât în părțile laterale. Deaceea, fundațiile trebue să aibă o rigiditate și o rezistență mai mare, pentru

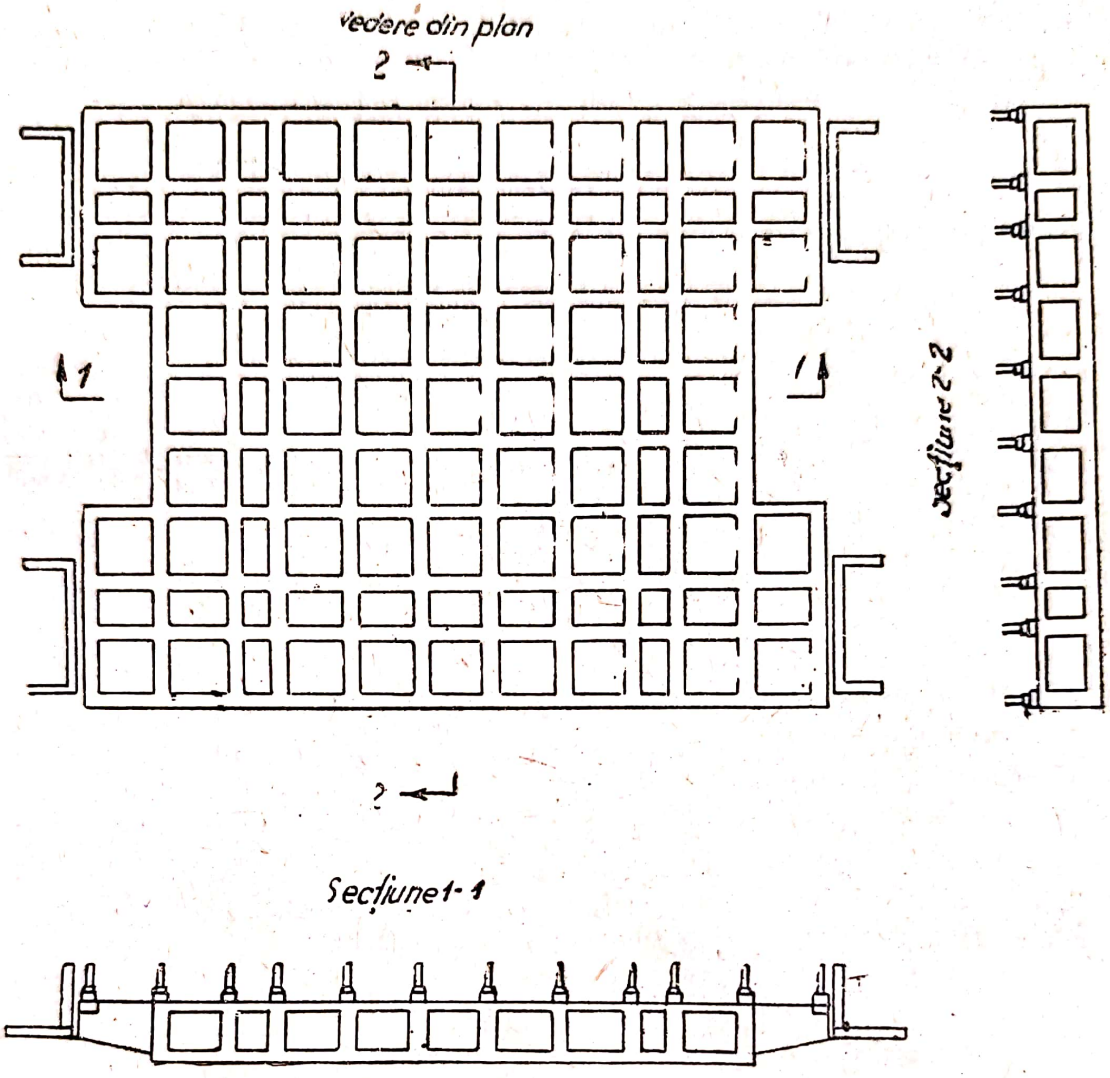


Fig. 292. Fundații cu casete închise

a se asigura repartizarea unei părți a sarcinilor dela centru spre margini. Această condiție este satisfăcută de construcția rigidă, în casete închise, care, pentru clădirile înalte, are următoarele secțiuni: grosimea plăcii superioare și a celei inferioare, de 1,0—1,2 m; grosimea pereților longitudinali și a celor transversali, de 0,6—1,0 m. Înălțimea totală a fundațiilor, de 5,5—6,0 m, s'a stabilit atât din condiția de rigiditate și rezistență, cât și pornind dela înălțimea necesară a subsolului, care este de 3,5—4,5 m.

Pentru a se micșora probabilitatea apariției fisurilor la placa inferioară și pentru a păstra o rigiditate cât mai mare a fundației, a fost necesar să se întrebuințeze, pentru placa inferioară, un beton de marcă superioară (300) și o armare specială.

Costul fundațiilor de acest tip a reprezentat, în total, circă 6% din costul global al clădirii și s'a constatat că este cu 30—35% mai redus decât costul fundațiilor izolate, cu adâncimea 23—25 m.

Scanned with OKEN Scanner

c) *Calculul radierelor*

Calculul radierelor este mai complicat decât calculul fundațiilor continue.

In acest scop, s'au propus două metode de calcul — metoda aproximativă, în ipoteza unei distribuții liniare a presiunii (în particular uniformă) și metoda „exactă" de calcul a plăcii, considerând-o așezată pe un teren elastic.

Ipoteza distribuției uniforme a presiunii pe talpa plăcii corespunde rar cu realitatea. Pentru ca reacțiunea terenului să se repartizeze uniform pe suprafața plăcii, este necesar ca placa (radierul) să aibă o construcție foarte rigidă, iar rezultanta sarcinilor transmise de construcție să corespundă cu centrul de greutate al plăcii. Atunci când clădirile au dimensiuni mari, îndeplinirea acestor condiții este adeseori imposibilă, mai ales când stâlpii preiau o încărcare utilă mare și care variază, la o încărcare neuniformă a diferitelor încăperi (depozite de comerț, etc.). Condițiile statice de calcul se determină și mai greu în cazul unui plan complicat și cu un număr diferit de etaje.

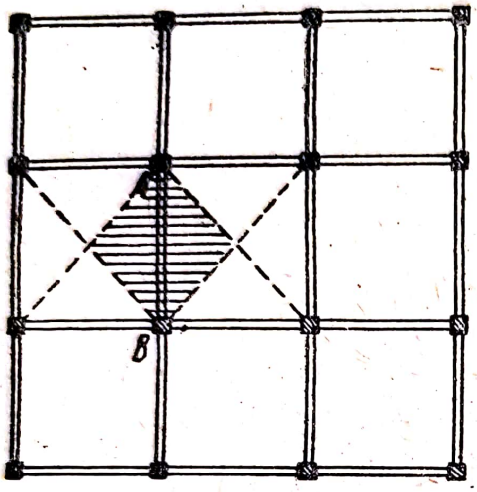


Fig. 293.

In cazul calculului aproximativ al radierului cu grinzi (fig. 293), încărcarea care se transmite asupra grinzii, de exemplu *AB*, este cea limitată prin diagonalele duse sub un unghi de 45° (sau sub un unghi apropiat de acesta, atunci când forma panourilor este apropiată de forma unui pătrat), așa dar încărcarea care se transmite asupra grinzii este distribuită după un triunghi sau după un trapez.

Atunci când radierul se execută sub formă de planșeu-ciupercă, răsturnat, și are distanțele dintre stâlpi relativ reduse, calculul se poate face cu aproximație, ca și pentru un planșeu ciupercă, în ipoteza că reacțiunea terenului se repartizează uniform.

Dacă distanțele dintre stâlpi sunt însă mai mari, iar placa este puțin rigidă și terenul este slab, această ipoteză are drept rezultat un mare consum de materiale. In aceste cazuri, reacțiunea terenului se concentrează în dreptul stâlpilor, iar momentele de calcul dela mijlocul panoului se micșorează foarte mult (cu 40% și mai mult), în comparație cu repartizarea uniformă a reacțiunii terenului.

Deaceea, atât radierele fără grinzi, cât și cele cu grinzi în cazuri speciale, trebuesc calculate ca fiind așezate pe un teren elastic.

Se recomandă, deasemenea, ca radierul să fie calculat fără ipoteza lui Winkler. Calculul se poate efectua adeseori potrivit metodei aproximative[1]), calculând întâi placa pe direcția longitudinală — considerând-o o grindă

[1]) *B. N. Jemocichin* și *A. N. Siniţin:* „Metode practice pentru calculul grinzilor si plăcilor de fundații ;radiere) pe un teren elastic, fără ipoteza lui Winkler", Stroiizdat, 1947, pag. 44.

lată și neglijând încovoierea pe direcția transversală — iar după aceea, pe direcția transversală, luând în calcul o fâșie de 1 m lățime. Pe baza celui de al doilea calcul, se introduc corecțiile, în datele inițiale, ținând seamă că repartiția încărcării se face neuniform asupra fundației, nu numai pe direcția longitudinală, dar și pe cea transversală.

Pe baza acestei metode, se pot calcula și radierele cu casete închise.

Există deasemenea, tabele de calcul, întocmite pe baza metodei de calcul a radierului încărcat cu stâlpi, elaborate de Intreprinderea de Construcții de fundații Fundamenstroi (VIOS)[1]).

Momentele maxime se obțin sub stâlpi, ele descrescând repede în spre câmp și schimbând semnul. Este mai corect ca momentele pentru calcul să nu fie luate în axa stâlpilor, ci la marginea lor sau a capitelelor.

Calculul secțiunii plăcii și al armăturii se face pe cale obișnuită.

Atât la calculul radierului, cât și la calculul fundațiilor continue, trebue să se țină seamă de faptul că greutatea lor proprie, echilibrată direct de o parte din reacțiunea terenului, nu este luată în considerație la calculul elementului la încovoiere.

4. Considerente tehnico-economice la alegerea tipului de fundație

Alegerea corectă a tipului de fundație are o mare influență nu numai asupra costului fundațiilor, dar și asupra comportării întregii construcții.

Factorii cei mai importanți la alegerea tipului de fundații sunt: a) calitatea terenului, adică presiunea admisibilă pe teren; b) mărimea sarcinii care revine asupra stâlpilor sau pereților, adică mărimea forței axiale și c) mărimea excentricității forței axiale.

In ce privește fundațiile izolate, se poate spune că, cu cât este mai mare presiunea admisibilă pe teren și cu cât este mai mică excentricitatea forței axiale, cu atât este mai avantajos în general să se întrebuințeze fundațiile de piatră brută sau de beton simplu (iar nu cele de beton armat).

In cazul unor presiuni admisibile pe teren de 1,0—1,5 kg/cm², fundațiile trebue să se execute aproape totdeauna din beton armat. Dimpotrivă, dacă presiunea admisibilă este mai mare decât 2—2,5 kg/cm², sunt satisfăcătoare în majoritatea cazurilor, fundațiile de piatră brută sau de beton simplu. Numai în cazul unei forțe axiale mari — peste 250 t — și al unei excentricități mai mari decât 30—40 cm, devine necesar să se folosească, și în aceste cazuri, fundații de beton.

In caz de nesiguranță, mai ales în cazul unor fundații de dimensiuni mari, alegerea tipului (a materialului) se poate face printr'o proiectare comparativă și prin compararea directă a costului lor.

Indiferent de influența factorilor arătați, întrebuințarea fundațiilor de beton armat poate avea drept rezultat o reducere importantă a prețului de cost și a timpului de execuție, atunci când nivelul ridicat al apelor freatice poate îngreuia execuția fundațiilor obișnuite la adâncimi mari. Existența unui teren sănătos, la o adâncime mică, face posibilă executarea unei fundații de beton armat sub formă de talpă. Acest caz se întâlnește adeseori

[1]) *O. I. Secheter* și *A. V. Vinocurova* (VIOS): „Calculul unei plăci așezate pe un teren elastic", ONTI, 1936.

atunci când se execută fundații interioare, mai ales la subsoluri, dacă forța axială este mare.

Când fundațiile izolate de beton armat sub stâlpi rezultă, din calcul, de dimensiuni prea mari (pentru $\sigma_{ter} \leq 1{,}0$ kg/cm² și $N > 100$ t), trecerea la fundații continue (grinzi) reprezintă o soluție mai potrivită și mai economică. Uneori, poate fi mai avantajoasă folosirea fundațiilor pe grinzi încrucișate. In acest caz, este totdeauna indicat să se stabilească tipul de fundație, prin proiectare și printr'un calcul comparativ.

In sfârșit, atunci când nici grinzile încrucișate nu sunt suficiente, va trebui să se treacă la executarea unui radier de beton armat, a cărui alcătuire trebue să fie elaborată în funcție de construcția însăși a clădirii și de proprietățile terenului.

§. 59. PARTICULARITĂȚILE PROIECTĂRII CONSTRUCȚIILOR DE BETON ARMAT IN REGIUNILE SEISMICE

1. Particularitățile calculului

In funcție de tăria cutremurului, determinată de mărimea accelerației seismice, întregul teritoriu al U.R.S.S. se împarte în regiuni, pentru care este stabilită intensitatea posibilă a cutremurelor, evaluate după scara cu 12 grade (OST, 4537).

Potrivit condițiilor tehnice de proiectare a clădirilor și a construcțiilor pentru regiuni seismice (TU — 58—48), în regiunile și în punctele cu o seismicitate mai mică decât gradul 7, construcțiile se execută fără să se ia măsuri speciale antiseismice.

După scara indicată, mărimea accelerației, pentru cutremurele evaluate la gradul 7 (foarte puternice), este egală cu 100—125 mm/s², la gradul 8 (pustiitoare), cu 250—500 mm/s², iar la gradul 9 (catastrofale), cu 501—1000 mm/s².

Gradul de distrugere al construcției depinde, în mare măsură, de structura geologică a terenului.

La calculul elementelor de construcție ale clădirilor din regiunile seismice, trebue să se țină seamă, afară de încărcările obișnuite, și de forțele de inerție care apar în construcții, sub acțiunea oscilației scoarței pământești, în timpul cutremurului. Forțele de inerție au o valoare destul de însemnată și adeseori au drept consecință distrugeri mari sau chiar distrugerea totală a clădirilor și a construcțiilor.

„Condițiile tehnice" deosebesc două categorii de forțe de inerție:

a) forțele de inerție ale oscilațiilor cu o perioadă lungă, de care se ține seamă în calculul la rezistență și la stabilitate al construcțiilor în întregime și al diferitelor părți ale acestora (scheletele clădirilor, pereții, stâlpii, turnurile, coșurile de fabrică, pilonii, zidurile de sprijin etc.);

b) forțele impulsive (premergătoare forțelor de inerție ale oscilațiilor care leagă diferitele părți ale clădirilor și ale construcțiilor.
cu perioadă lungă) de care se ține seamă la calculul îmbinărilor rigide,

Tabela 35

Valorile coeficienților seismici k_1 și k_2

Coeficienții	Seismicitatea de calcul de gradul		
	7	8	9
k_1	1/40	1/20	1/10
k_2	1/ 8	1/ 4	1/ 2

Forțele seismice de inerție ale oscilațiilor cu perioadă lungă sunt considerate că acționează pe orizontală și se determină din formula:

$$S_1 = k_1 \; P_1, \tag{428}$$

în care k_1 — este coeficientul seismic, care se ia din tabela 35;
P_1 — sarcina verticală (greutatea proprie a elementelor clădirii, încărcările asupra planșeelor, greutatea proprie a macaralelor, zăpada etc.).

Calculul se face în ipoteza că forțele de inerție acționează static.

Determinând astfel forța orizontală și repartizând-o între diferitele părți (elemente) ale construcției, se pot determina momentele încovoietoare, forțele axiale și forțele tăietoare.

Forțele seismice de inerție ale oscilațiilor cu perioadă scurtă (impulsive) sunt luate în considerație numai la calculul la forfecare, din cauza forțelor de alunecare (tangențiale) în îmbinările rigide cu ancoraj (ancorajul stâlpilor, al fermelor, al grinzilor etc.). Mărimea acestor forțe se determină din formula:

$$S_2 = k_2 \; P_2, \tag{429}$$

în care k_2 este coeficientul seismic, care se ia din tabela 35;
P_2 — sarcina verticală care, în caz de șocuri seismice, dă naștere unor forțe de inerție, care foarfecă sau întind ancorajul.

Forțele seismice, luate împreună cu alte forțe și încărcări, sunt considerate acțiuni speciale și, în calculul la aceste forțe, se poate lua cel mai mic coeficient de siguranță ($k = 1{,}5$).

La calculul construcției, pe lângă forțele seismice, trebuesc luate în considerație și alte forțe și încărcări. In acest caz, nu se iau în considerare acțiunile dinamice ale utilajului, eforturile de frânare și greutatea încărcărilor pe care le ridică macaralele, ci în calcul, se ia în considerare numai 50% din presiunea vântului.

Construcțiile la care raportul dintre înălțime și dimensiunea transversală cea mai mică este 2 sau mai mult, trebue să fie verificate la răsturnare, ținându-se seamă de forțele seismice.

Construcțiile înalte (coșuri de fum, castele de apă, silozuri, ziduri de sprijin înalte etc.) trebuesc verificate la stabilitate, ținându-se seamă de acțiunea forței seismice. Pentru aceste construcții, coeficientul seismic se ia dublu, în partea superioară a construcției; în punctele intermediare, pe înălțimea construcției, valorile lui variază, interpolându-le liniar, iar la nivelul pământului se ia egal cu k_1.

Scanned with OKEN Scanner

Părțile ridicate dar izolate ale clădirilor, sub formă de turnuri cu secțiunea transversală redusă, parapetele, frontoanele și alte elemente asemănătoare, care au o greutate neînsemnată în comparație cu celelalte părți ale clădirii, se calculează cu coeficientul k_2.

La calculul zidurilor de sprijin, se iau în considerație forțele orizontale seismice, provenite din greutatea zidului însuși și din greutatea pământului de pe retragerile zidului de sprijin.

2. Particularități de alcătuire a construcțiilor

Pentru regiunile care sunt supuse cutremurelor, unul dintre cele mai indicate tipuri de clădiri mari este tipul clădirii cu schelet de beton armat. Atunci când golurile de ferestre și de uși sunt destul de mari (în cazul deschiderilor boiandrugilor mai mari de 1,5 m), carcasa de bază, calculată la rezistența la șocurile seismice, se completează cu un schelet secundar, care este format mai ales din centuri orizontale, așezate la partea superioară a ferestrelor și a ușilor.

Zidăria de umplutură trebue să se execute, în limitele posibilității, dintr'un material ușor; zidăria de umplutură de cărămidă trebue să aibă o grosime de cel puțin 12 cm. Zidăria de umplutură se leagă de carcasă cu o armătură din bare, cu diametrul de 6 mm, așezată în planul rosturilor orizontale, la fiecare 50—70 cm pe înălțimea zidăriei (legându-se de mustățile de armătură din stâlpi); această armătură trebue să fie dusă în zidărie cu cel puțin 70 cm, de fiecare parte a stâlpului. In cazul unei seismicități de calcul de gradul 9, se recomandă ca armătura orizontală să se prevadă pe toată lungimea zidăriei de umplutură. Dacă lungimea zidăriei de umplutură este de 3 m și mai mult, aceasta trebue să fie legată de grinda superioară a scheletului, prin mustăți de armătură, la fiecare 1,5—2,0 m, pe lungimea peretelui. O astfel de legătură, executată prin intermediul mustăților scoase din elementele scheletului face ca zidăria de umplutură să lucreze împreună cu întreaga clădire.

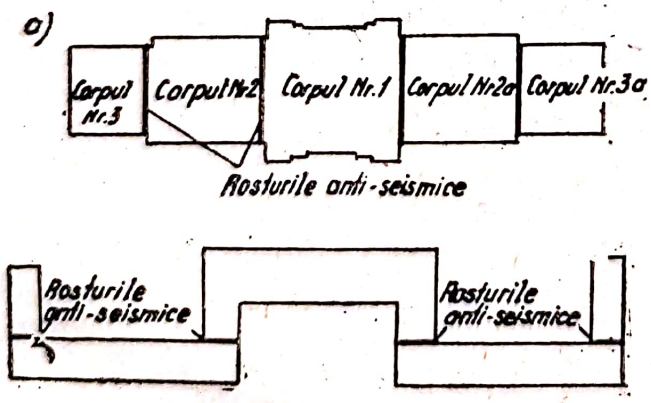
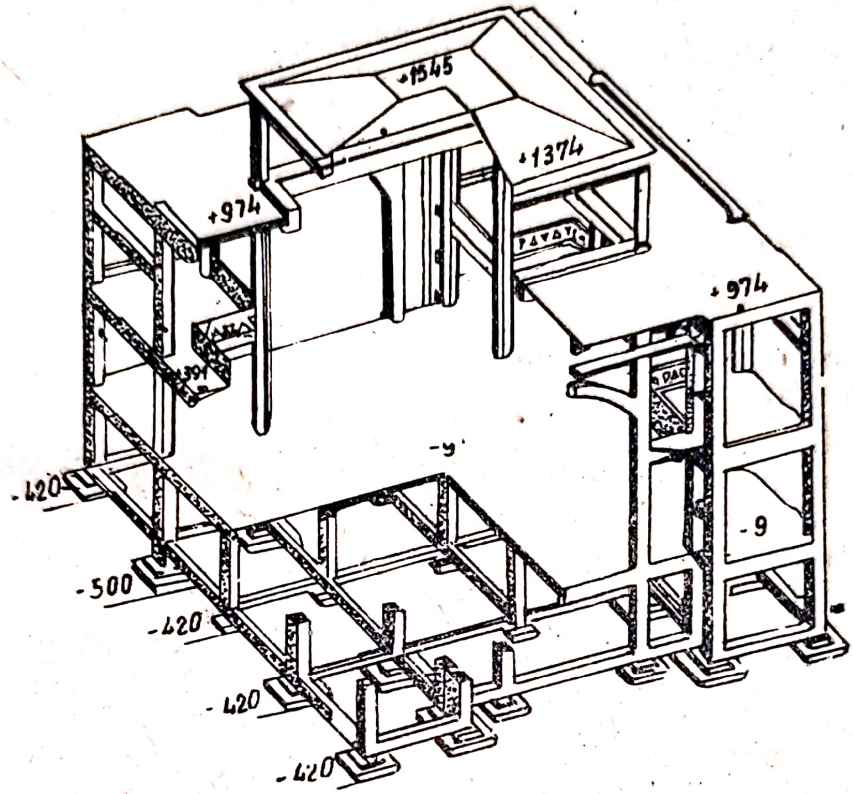


Fig. 294. Schema așezării rosturilor antiseismice

Planșeele dintre etaje, precum și cele de pod, trebuesc executate deobicei din beton armat, sub formă de diafragme orizontale rigide, legate monolitic de scheletul clădirii. Planșeele prefabricate de beton armat se monolitizează. Acoperișurile se pot executa atât din beton armat, cât și cu ferme metalice sau de lemn.

Părțile ieșinde, ca de exemplu: balcoanele, cornișele, etc., trebue să fie limitate ca număr și ca dimensiuni; în orice caz, aceste părți, ca și scările, trebuesc legate rigid de schelet.

Scanned with OKEN Scanner



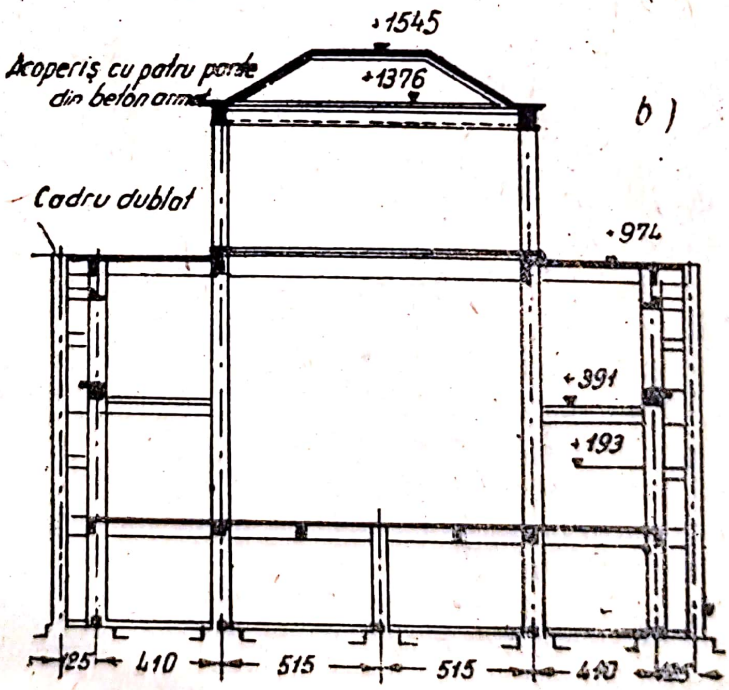


Fig. 295. Corpul nr. 1 la fig. 294, *a*

Planul clădirii trebue să fie cât mai simplu posibil, sub formă de dreptunghi, forma cea mai apropiată de aceea a patratului, fără a avea ieşituri şi unghiuri intrânde. In cazul unui plan mai complicat, trebue să se prevadă, *rosturi speciale antiseismice*, care împart clădirea, de sus până jos, inclusiv fundaţiile, într'o serie de părţi independente, adiacente, care pot căpăta oscilaţii independente. Dacă pe direcţia longitudinală sunt schimbări de înălţime care depăşesc 5 m, în aceste locuri trebue să se execute, deasemenea, rosturi antiseismice.

Rosturile de dilataţie şi cele de tasare se suprapun celor antiseismice. Lăţimea rostului trebue să fie de cel puţin 2 cm. Rosturile antiseismice se execută folosind cadre duble, stâlpi dubli etc.

Înălţimea admisibilă a clădirilor cu schelet de beton armat, în regiunile cu o seismicitate de gradul 9, este de 30 m; în celelate regiuni (gradul 8 şi mai puţin), înălţimea unei astfel de clădiri este indiferentă.

Fundaţiile trebue să fie executate, în limitele fiecărei părţi din construcţie, la aceeaşi adâncime, şi legate între ele, pentru a asigura o oscilaţie comună a tuturor elementelor construcţiei clădirii. Cea mai bună soluţie constructivă (în cazul terenurilor slabe) este un radier de beton armat sau fundaţii din grinzi încrucişate. In cazul unor încărcări reduse (terenuri bune), sunt admisibile şi fundaţiile izolate sub stâlpi, însă legate, în mod obligatoriu, la suprafaţa pământului, în sens longitudinal şi transversal, prin grinzi speciale (cu o secţiune de cel puţin 25—35 cm).

Drept exemplu de clădiri executate, ţinându-se seamă de cerinţele indicate, pot servi clădirile a căror schemă este reprezentată în fig. 294. In fig. 294, *a* este dată schema împărţirii unei clădiri în corpuri, iar în fig. 295, secţiunea şi perspectiva axonometrică a corpului nr. 1.

Clădirea gării (fig. 294, *a*) este împărţită — prin patru rosturi antiseismice, care merg de sus până jos — în cinci corpuri separate. Deoarece atât dimensiunile şi înălţimea corpurilor, cât şi aşezarea pereţilor transversali diferă, s'au adoptat diferite soluţii constructive pentru fiecare corp. Aici sunt semnalate numai particularităţile constructive ale corpului nr. 1. Acesta din urmă este executat sub formă de schelet monolit de beton armat, cu planşee de beton armat; partea centrală are un acoperiş în patru pante, ale cărui dimensiuni, în proiecţie orizontală, sunt de 10,30 × 10,30 m, grosimea plăcii acoperişului fiind de 9 cm. Stâlpii demisolului au secţiunea dreptunghiulară, iar la parter şi la etajul 1 au o secţiune octogonală.

Pentru a mări rigiditatea generală a scheletului, stâlpii dela faţadă ai cadrelor intermediare sunt proiectaţi dubli. Alcătuirea cadrelor diferă de cea obişnuită, prin faptul că toţi etrierii grinzilor s'au executat închişi. Fundaţiile sunt executate sub formă de fundaţii izolate, în trepte; la nivelul treptei superioare, acestea sunt unite prin grinzi de legătură; grinzile aşezate pe perimetrul clădirii servesc şi la susţinerea zidăriei de umplutură, executată din cărămidă.

Zidăria de umplutură este consolidată cu oţel balot, aşezat la fiecare 5—6 rânduri de cărămizi şi legat cu mustăţile lăsate din stâlpi.

In fig. 294, *b* este reprezentată schema unui plan complicat, al unei clădiri cu schelet de beton armat cu trei etaje, împărţită, prin rosturi, în cinci corpuri.

Scanned with OKEN Scanner

In cazul unor ziduri portante de cărămidă și al unor planșee monolite de beton armat, plăcile trebue să fie încastrate în zid, cel puțin cât grosimea peretelui minus 12 cm. In cazul unor astfel de planșee, se execută centuri antiseismice de beton armat, la nivelul tălpii inferioare a grinzilor planșeelor, pe tot perimetrul zidurilor exterioare și interioare, sub formă de cadre orizontale. Aceste centuri trebue să aibă deobicei o lățime egală cu grosimea zidului. Atunci când zidurile au grosimea de 50 cm sau mai mare, lățimea centurilor de beton armat poate să fie cu 12 cm mai mică decât grosimea zidului. Inălțimea centurii trebue să fie de cel puțin 12 cm. Armătura longitudinală se ia de 0,5% din secțiunea centurii, însă de cel puțin 6∅12 mm.

Ca încheiere, trebue arătat că, la proiectarea construcțiilor pentru regiuni seismice, factorii cei mai importanți sunt alegerea justă și executarea corectă a elementelor antiseismice (centuri, rosturi); calculul la acțiunea forțelor seismice este numai o măsură suplimentară.

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL XIII

ACOPERIȘURI CU SUPRAFEȚE AUTOPORTANTE

§. 60. TIPURI DE ACOPERIȘURI CU SUPRAFEȚE AUTOPORTANTE ȘI PARTICULARITĂȚILE LOR CONSTRUCTIVE

1. Tipuri de acoperișuri cu suprafețe autoportante

Suprafețele autoportante au început să fie utilizate în sectorul construcțiilor cu circa 25 de ani în urmă. Odată cu introducerea pe scară întinsă a construcțiilor de beton armat, ele și-au găsit o mare răspândire, datorită avantajelor pe care le prezintă, în comparație cu sistemele de construcții din bare. La răspândirea lor au contribuit și noile metode industriale de executare a lucrărilor, cu folosirea eșafodajelor mobile (rulante), care simplifică și ieftinesc executarea construcțiilor.

In multe cazuri, este mai indicat ca, la construcții cu deschideri mari (ateliere de montaj, hangare, garaje, gări, hale comerciale acoperite etc.) să se utilizeze, în locul construcțiilor grele în cadre, acoperișuri cu suprafețe autoportante. La acestea, datorită faptului că betonul lucrează spațial, se realizează o reducere însemnată a greutății elementelor și o modificare a raportului dintre greutatea proprie și încărcarea utilă. Aceste elemente permit să se realizeze o economie apreciabilă de materiale, mai ales în cazul deschiderilor mari.

In domeniul cercetărilor asupra suprafețelor autoportante, s'au înregistrat realizări considerabile în U.R.S.S., atât în ce privește partea teoretică, cât și în ce privește lucrările experimentale. Datorită acestor realizări, Institutul ȚNIPS a putut să întocmească primele Instrucțiuni de proiectare și de calcul pentru suprafețele autoportante[1]).

Acoperișurile cu suprafețe autoportante pot fi împărțite în următoarele tipuri:

a) suprafețe autoportante (pânze) cilindrice lungi,
b) suprafețe autoportante prismatice,
c) suprafețe autoportante (pânze) cilindrice scurte,
d) suprafețe autoportante cu patru ape,
e) cupole (netede, cu nervuri și poligonale),
f) plăci autoportante cu dublă curbură,
g) suprafețe autoportante ondulate și altele.

[1] ȚNIPS: *A. A. Gvozdev, V. I. Murașev, V. N. Gornov* și *V. Z. Vlasov:* „Instrucțiuni pentru proiectarea și calculul planșeelor și acoperișurilor monolite cu suprafețe autoportante", ONTI, Redacția generală a literaturii pentru construcții, 1937.

Scanned with OKEN Scanner

Primele trei tipuri de acoperișuri (fără a socoti cupolele, întrebuințate încă de mult timp) au căpătat cea mai largă răspândire. Se poate spune că ele au deschis o nouă etapă în desvoltarea construcțiilor de beton armat.

In Instrucțiunile date de ȚNIPS, au fost incluse suprafețele autoporteante cilindrice lungi și scurte, suprafețele autoportante prismatice și cele cu patru pante. Pentru aceste tipuri de acoperișuri, Instrucțiunile dau indicații prețioase cu privire la calculul aproximativ și alcătuirea lor, precum și unele date despre consumul de materiale și indicații pentru executarea lucrărilor.

2. Suprafețe autoportante cilindrice lungi

Dintre acoperișurile cu suprafețe autoportante au fost întrebuințate în primul rând (începând din anul 1926), plăcile autoportante cilindrice lungi; ele au fost utilizate după introducerea cupolelor cu pereți subțiri.

Părțile componente ale unei suprafețe autoportante lungi sunt: placa propriu zisă, elementele marginale și timpanele sau frontoanele (fig. 296).

Suprafețele autoportante cilindrice lucrează, în principiu, împreună cu elementele marginale, ca o grindă cu secțiune curbilinie și cu modul de rezistență foarte mare; presiunile dela reazeme se transmit timpanelor rigide, prin intermediul eforturilor tangențiale. Spre deosebire de bolțile obișnuite, datorită rigidității în spațiu, suprafețele autoportante cilindrice lucrează pe două direcții în loc de o singură direcție, permițând astfel reducerea la minimun a grosimilor și renunțarea la tiranți intermediari.

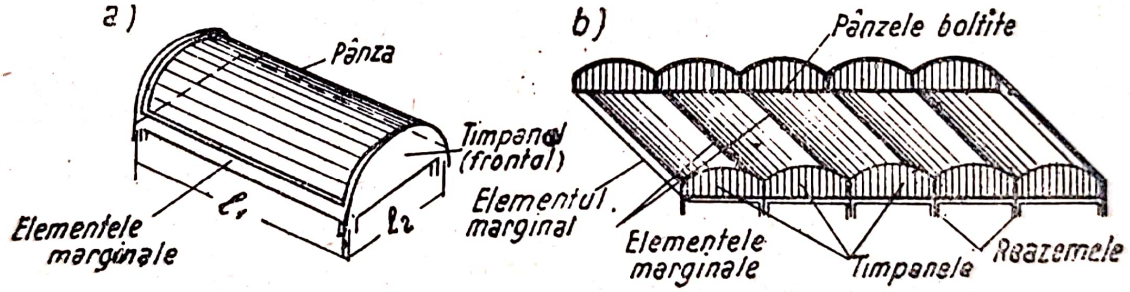


Fig. 296. Suprafețe autoportante cilindrice lungi:
a — cu o singură deschidere de boltă (vedere de sus); b — cu mai multe deschideri de boltă

Distanța dintre timpanele transversale, notată cu l_1, se numește deschiderea suprafeței; iar distanța dintre elementele marginale l_2, se numește deschiderea bolți (lățimea). Raportul dintre ele este $l_1 : l_2 > 1$ și ajunge până la 3—4.

Deschiderea suprafețelor autoportante atinge 20—30 m, putând fi chiar mai mare; lățimea este deobicei mai mică de 20 m.

Săgeata f, inclusiv înălțimea elementelor marginale, se ia în general de cel puțin $^1/_{10}\ l_1$, însă nu mai puțin de $^1/_6\ l_2$.

Se deosebesc următoarele feluri de suprafețe: 1) *cu o deschidere* (fig. 296, *a*), care se reazemă pe două timpane, 2) *cu mai multe deschideri*, atunci când în lungul lor, acestea sunt susținute de mai mult de două timpane frontale și intermediare, și 3) *cu mai multe deschideri de boltă* (fig. 296, *b*); acestea sunt formate din câteva suprafețe cilindrice paralele,

legate monolit, prin elemente marginale comune, și limitate prin elemente marginale.

Suprafețele cilindrice *lungi pot fi netede sau cu nervuri.* La acestea din urmă, nervurile transversale de rigidizare pot fi așezate atât sub placă, cât și deasupra ei (fig. 297). Așezarea nervurilor deasupra plăcii simplifică executarea suprafeței, folosind eșafodajele mobile, însă nu este comodă la executarea acoperișului.

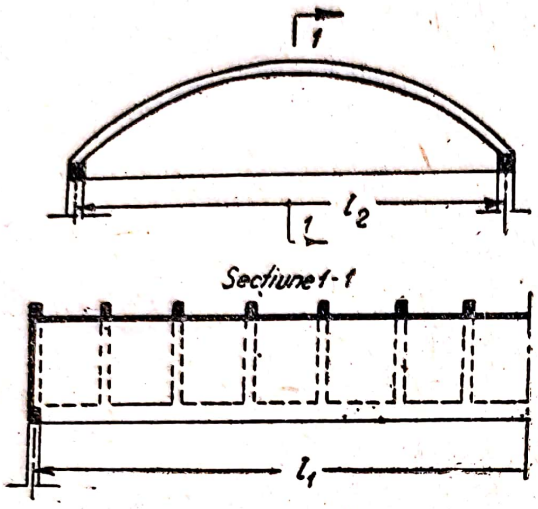


Fig. 297. Suprafață cilindrică cu nervuri

Deobicei, marginile longitudinale ale suprafeței nu au reazeme intermediare în deschidere, însă se pot rezema pe stâlpi sau pe ziduri. Dacă marginile suprafeței sunt rezemate, se realizează o micșorare a eforturilor normale longitudinale, însă, în același timp, se măresc în mod sensibil momentele transversale în suprafață, adică comportarea suprafeței se apropie de acea a unei bolți obișnuite.

Se recomandă ca secțiunea transversală a suprafețelor autoportante cilindrice să se aleagă circulară, fiind considerată cea mai simplă și cea mai stabilă. In unele cazuri, aceasta poate fi trasată însă după o elipsă, cicloidă sau după o altă curbă.

Deobicei, pânza se execută netedă, de grosime constantă. Dacă există eforturi unitare de forfecare mari, precum și la pânze cu mai multe deschideri, în cazul unor eforturi de întindere mari, în dreptul reazemelor, se execută îngroșări locale.

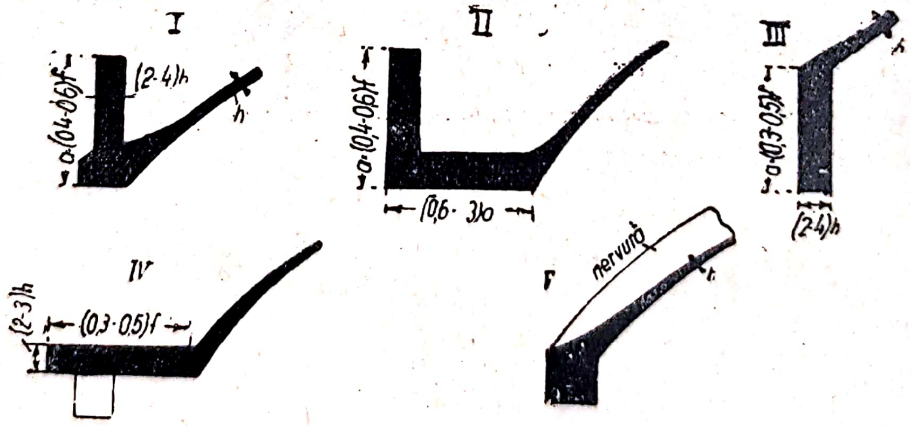


Fig. 298. Tipuri de elemente marginale

Suprafețele cu nervuri pot fi întrebuințate când sunt momente transversale mari (adică atunci când marginile pânzei se reazemă pe ziduri), când acționează forțe concentrate și în cazul unor deschideri mari la pânze cu o singură deschidere de boltă precum și la deschiderile marginale ale pânzelor cu mai multe deschideri.

Elementele marginale, în care se așează armătura principală întinsă, și care sunt deasemenea necesare pentru mișcarea deplasărilor orizontale ale marginilor pânzei, pot fi de următoarele tipuri (fig. 298):

a) în cazul suprafețelor netede, care au marginile libere, se întrebuințează elemente marginale sub formă de grinzi, cu secțiunea dreptunghiulară, așezate mai sus decât marginea pânzei (tip. *I);* elemente cu secțiuni sub formă de corniere (tip *II)* și elemente sub formă de grinzi, cu secțiune dreptunghiulară, așezate mai jos de marginea pânzei (tip *III).* Dacă marginea pânzei este rezemată, pentru a micșora momentele transversale, este indicat ca elementul marginal să se execute sub formă de placă orizontală (tip *IV);*

b) în cazul suprafețelor autoportante cu nervuri, cu marginile rezemate, se întrebuințează deasemenea elemente marginale de tipul *IV;* iar în cazul marginilor libere, elemente de tip *V,* care se prezintă sub formă de grindă, deasemenea așezată mai jos decât marginea pânzei.

Elementele marginale care unesc două deschideri alăturate, au deobicei o secțiune transversală corespunzătoare secțiunii elementelor marginale (fig. 299).

Timpanele intermediare ale unei suprafețe cu mai multe deschideri pot fi de următoarele tipuri (fig. 299):

a) sub formă de grindă cu secțiunea constantă (tip *I),* care se execută când deschiderea ei nu corespunde cu deschiderea de boltă, precum și în cazul elementelor marginale de tipul *II;* neajunsul acestui tip constă în faptul că prezintă unele complicații la executarea lucrărilor și, afară de aceasta, contribue la formarea depozitelor de zăpadă;

b) sub formă de grindă continuă, cu secțiune variabilă (cu nervuri de rigidizare), așezată în întregime sub nivelul pânzei (tip *II);* acest tip este mai comod la executarea lucrărilor și în exploatare;

c) sub formă de arc cu tirant (tip *III);* acest tip este mai avantajos decât cel anterior, în ce privește consumul de beton, și mai puțin avantajos în ce privește consumul de oțel; astfel de timpane fac o impresie arhitectonică mai bună, în interiorul clădirii;

d) sunt formă de cadru (tip *IV)* și

e) sub formă de grindă de reazem, așezată direct pe perete.

Timpanele de capăt pot fi (fig. 300) verticale, executându-se la fel cu cele intermediare *(a).* Ele se pot prezenta sub forma unei schelet de beton armat: fie înclinat sub un unghi de cel puțin 45° față de verticală *(b),* fie curbiliniu și formând deasemenea cu verticala un unghi de 45° *(c).* Atunci când se execută timpane de tipul celor din urmă, intersecțiile pânzelor se întăresc prin vute, iar marginile timpanelor au elemente marginale analoage cu cele ale elementelor marginale ale pânzei.

Golurile (de luminatoare etc.) se pot executa la partea superioară a pânzei și dimensiunea lor transversală nu trebue să depășească $^1/_4\ l_2$; pe direcția longitudinală, dacă lungimea golului este mare (peste 1,5—2,0 m), afară de cadrul de contur, se așează bare de distanțare.

Rosturile de deformație, la acoperișurile cu suprafețe autoportante, se execută în general cu stâlpi dubli, și elementele marginale respective sau cu timpane duble.

Scanned with OKEN Scanner

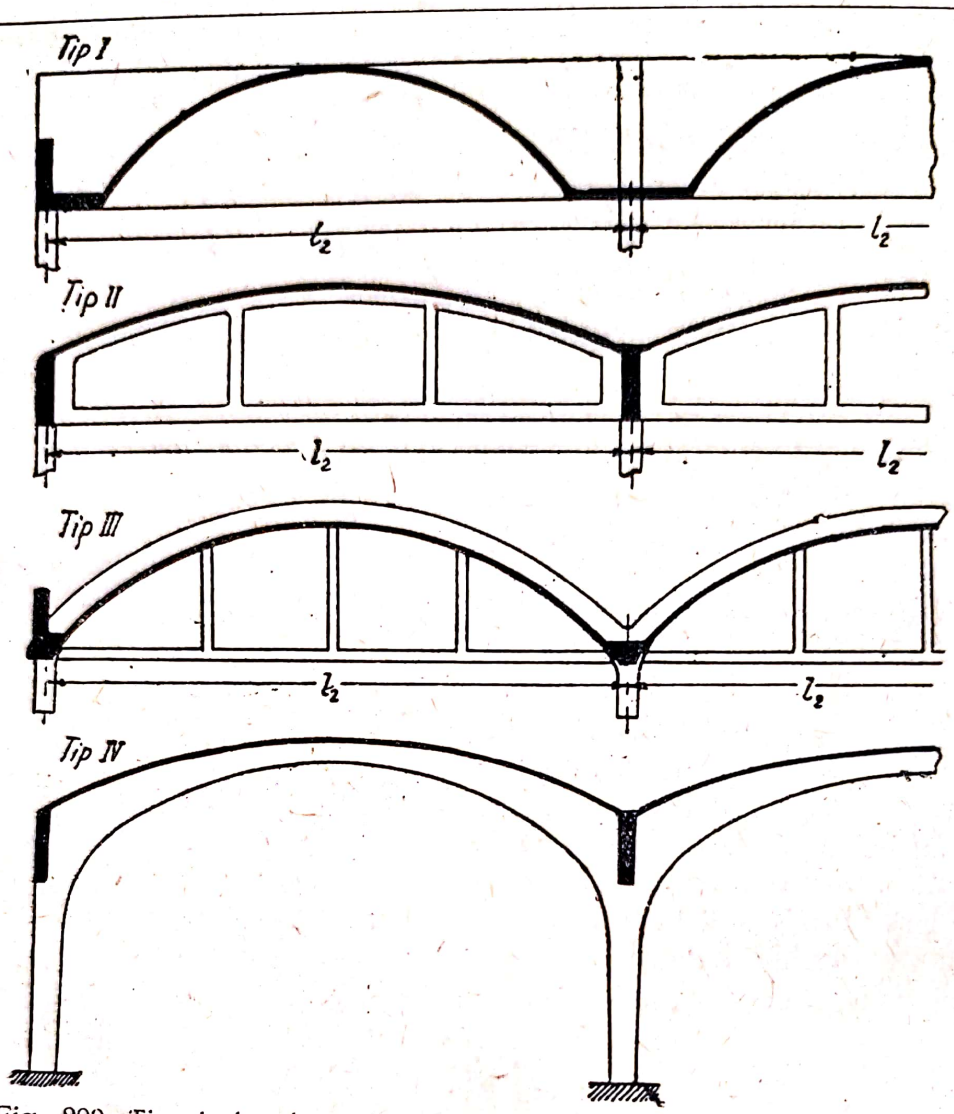


Fig. 299. Tipuri de elemente marginale și de timpane intermediare

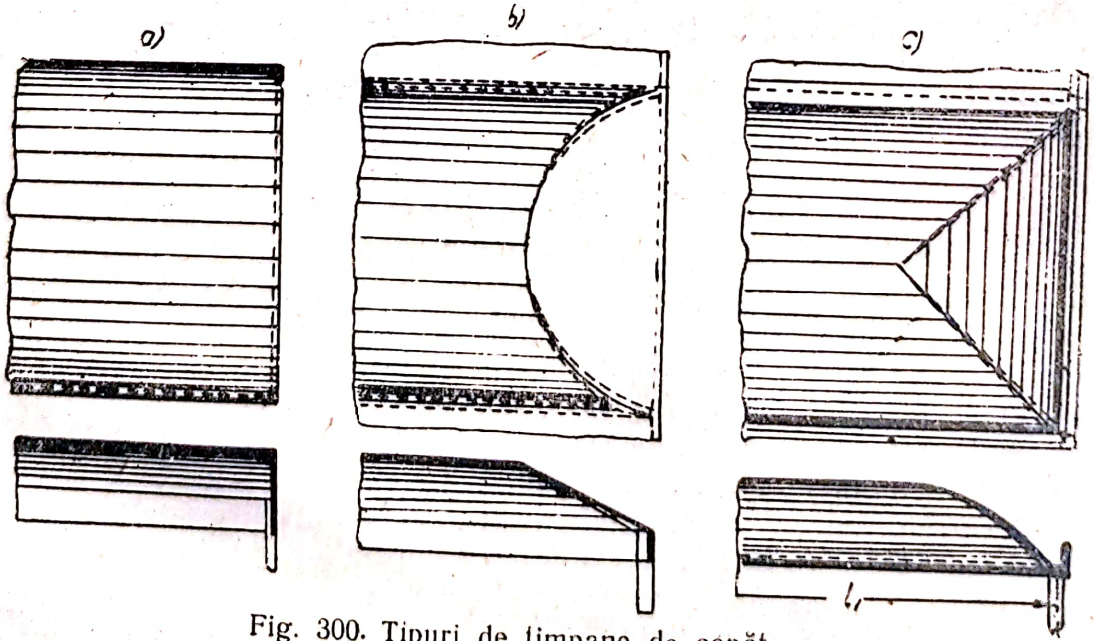


Fig. 300. Tipuri de timpane de capăt

Scanned with OKEN Scanner

Primele suprafețe autoportante cilindrice lungi, construite în U.R.S.S., au fost cele dela Clădirea Poștelor din Harcov (1928) autobaza din Moscova a Ministerului de Comunicații (1929) și depozitul de materii prime a Uzinelor de Construcții de Mașini Agricole din Rostov pe Don.

Suprafețele autoportante cilindrice lungi au fost întrebuințate pe o scară mai mare, în 1931, la Combinatul de aluminiu de la Dneprovsc, pentru

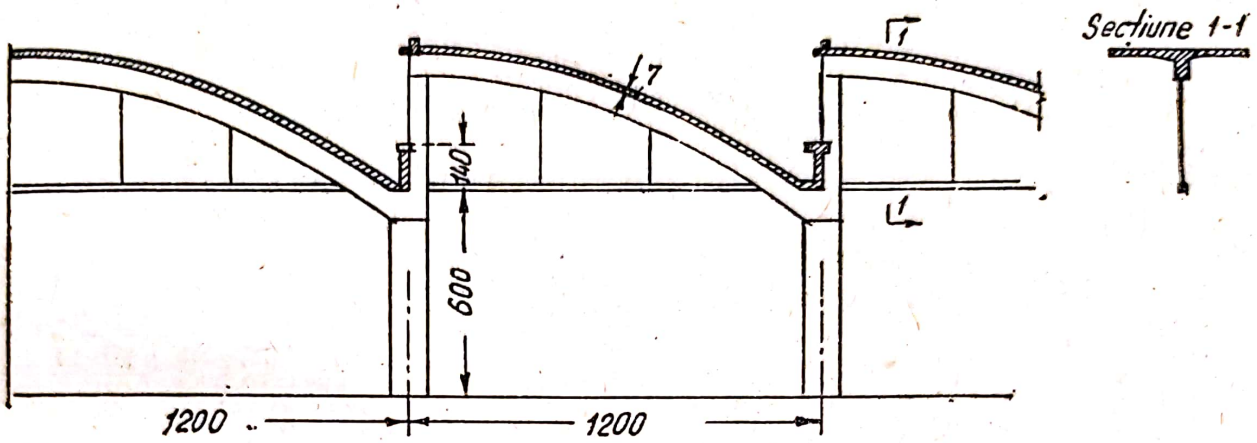


Fig. 301. Ședuri

a acoperi corpurile secției de electrolizi (fig. 13); apoi la uzina din Cramatorsc, Sibmetalstroi (Uzinele de construcții metalice din Siberia) și altele.

In ultimii ani au găsit o întrebuințare largă în U.R.S.S., suprafețele autoportante sub formă de șed (fig. 301), care sunt în realitate pânze cilindrice lungi. Astfel de acoperișuri s'au executat încă înainte de Marele Război pentru Apărarea Patriei, la unele construcții ale industriei textile. Dispoziția cea mai rațională a stâlpilor este de 18 × 12 m, adică deschiderea dintre timpane se ia de 18 m, în cazul unei deschideri a bolții de 12 m. Aceste pânze se folosesc și pentru alte distribuții de stâlpi: 12 × 12 m, 15 × 12 m etc. Grosimea plăcii se face de 6—7 cm.

3. Suprafețe autoportante prismatice

Concomitent cu pânzele cilindrice, a fost adoptată (în 1925) o altă formă de suprafețe autoportante: suprafețele prismatice. Acestea se prezintă sub forma unui sistem de plăci subțiri (plane) legate monolitic, sub un anumit unghi, și care lucrează ca niște grinzi, fiecare în planul său.

In adevăr, într'un element de acoperiș (fig. 302) fiecare muchie dela intersecția a două plăci alăturate se prezintă ca un fel de grindă și încărcările fiecărei plăci — datorită rigidității ei transversale — se transmit muchiei. La rândul lor, în muchii, eforturile se descompun după planele plăcilor. Insumând în fiecare placă eforturile și considerându-le încărcări pentru fiecare placă. aceste eforturi se calculează la încovoiere în planul cu rigiditatea mai mare, ca niște grinzi obișnuite, ținându-se seamă de continuitatea lor, de

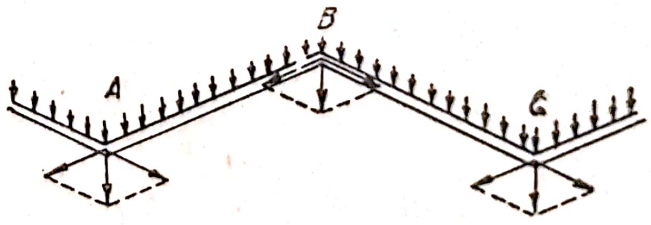


Fig. 302.

încastrarea reazemelor etc. Totodată, din cauza legăturii monolitice a plăcilor portante dealungul liniei muchiilor, deformațiile longitudinale a două plane alăturate, în orice punct al muchiei (prin urmare și eforturile unitare) trebue să fie egale. Aceasta provoacă în nervură eforturi unitare de forfecare, care, însumându-se dealungul muchiei, produc în muchii eforturi de alunecare. Astfel, fiecare placă separată a sistemului se va găsi sub acțiunea unui

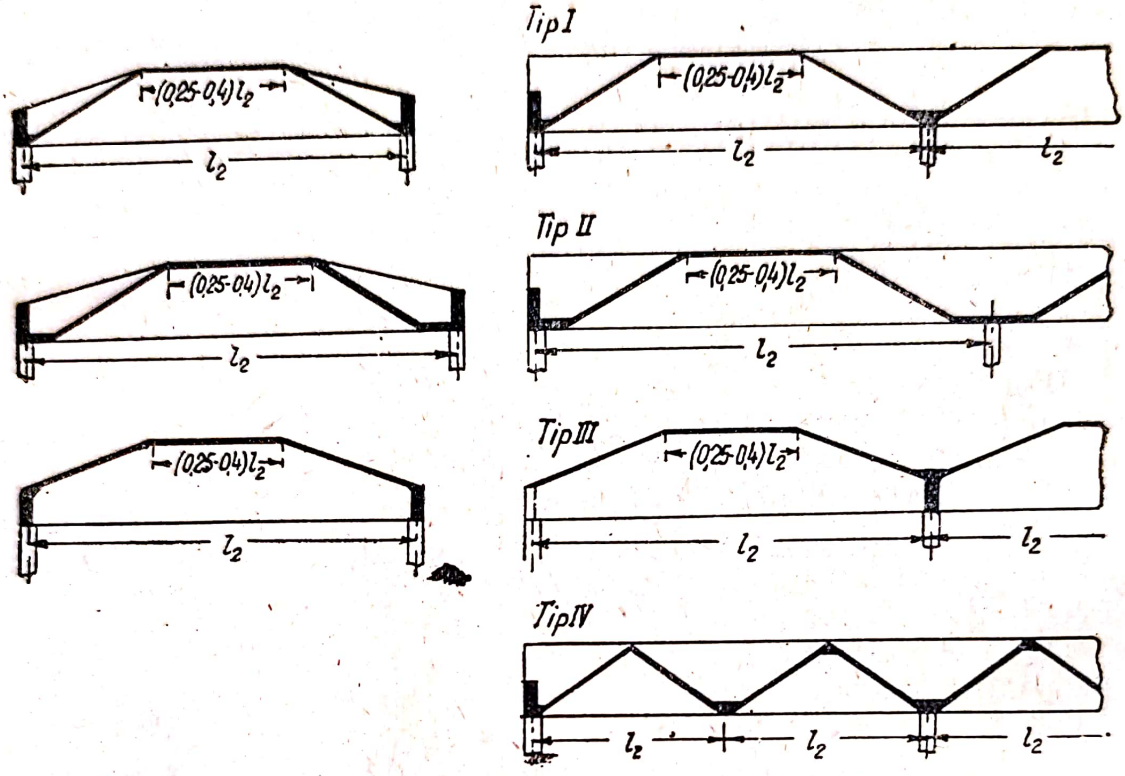


Fig. 303. Tipuri de suprafețe prismatice

moment încovoietor în planul ei și sub influența a două eforturi de alunecare (tangențiale), la margini.

Suprafețele prismatice prezentând o mare asemănare cu pânzele cilindrice lungi, permit, ca și acestea din urmă să se execute acoperișuri cu plăci subțiri, pe deschideri destul de mari, care ating 20 m și mai mult. Suprafețele prismatice se pot așeza, deasemenea, transversal pe spațiul care se acoperă și reazemă pe timpane rigide. Executarea lor este mai simplă decât a pânzelor cilindrice, ceeace reprezintă un avantaj important. In schimb, pe direcția transversală, plăcile acestor acoperișuri lucrează la încovoiere local, ceeace determină limitarea lățimii lor.

Formele suprafețelor prismatice se obțin prin diferite combinații de plăci. In figura 303 sunt reprezentate tipurile de suprafețe prismatice, cu o deschidere și cu mai multe deschideri, recomandate de Instrucțiunile ȚNIPS. Pot exista însă și alte tipuri de acoperișuri de acest fel.

La aceste suprafețe, se consideră deasemenea ca deschidere l_1, distanța între timpanele transversale, iar ca deschidere a bolții l_2, distanța dintre elementele marginale.

Lățimea fețelor trebue să se ia de cel mult 3—3,5 m, pentru ca grosimea lor să nu rezulte mai mare decât 10 cm; lățimea plăcii superioare se ia de 0,25—0,40 l_2. Toate plăcile trebue să se ia de aceeași lățime, iar în-

clinarea lor va trebui să fie mai mare de 30°, deoarece, în cazul unei pante mai mari, betonarea trebue să se facă folosind cofraj dublu sau torcretarea, ceeace scumpește lucrările.

Ca și pânzele cilindrice, suprafețele prismatice *pot avea una sau mai multe deschideri, precum și una sau mai multe deschideri de boltă.*

Deschiderea de boltă l_2, pornind dela lățimea limită a plăcilor, nu trebue să depășească 10—12 m. Dacă l_2 este mai mare, trebue folosite pânzele cilindrice sau suprafețele poligonale. In caz extrem, poate să fie admisă întărirea muchiilor, prin nervuri transversale.

Înălțimea suprafeței trebue să fie de cel puțin 0,1 l_1.

Elementele marginale și frontale, precum și timpanele intermediare ale suprafețelor prismatice, se execută la fel ca în cazul pânzelor cilindrice. Timpanele frontale pot fi verticale sau înclinate (fig. 300, *a* și *b*).

Golurile pentru luminatoare se lasă în placa orizontală superioară.

In U.R.S.S. au fost executate, în câteva cazuri, acoperișuri de beton armat cu suprafețe prismatice, de exemplu la Combinatul de aluminiu dela Dneprovsc, la fabrica de hârtie din Cama, la atelierele din gara Medjivan și altele.

Suprafețele prismatice se întrebuințează nu numai la executarea acoperișurilor, dar și la diferite construcții inginerești (buncăre, ziduri de sprijin etc.).

4. Suprafețe autoportante cilindrice scurte

Suprafețele cilindrice scurte sunt formate dintr'o boltă subțire, încastrată în timpane rigide (arce sau cadre) așezate la distanțe, variind între 5 și 12 m. In acest caz, cu toată grosimea redusă a plăcii, bolta are o astfel de rigiditate, încât nu mai este necesar să se prevadă grinzi secundare (fig. 304), ceeace prezintă un mare avantaj față de un acoperiș (cu nervuri) de tip vechi.

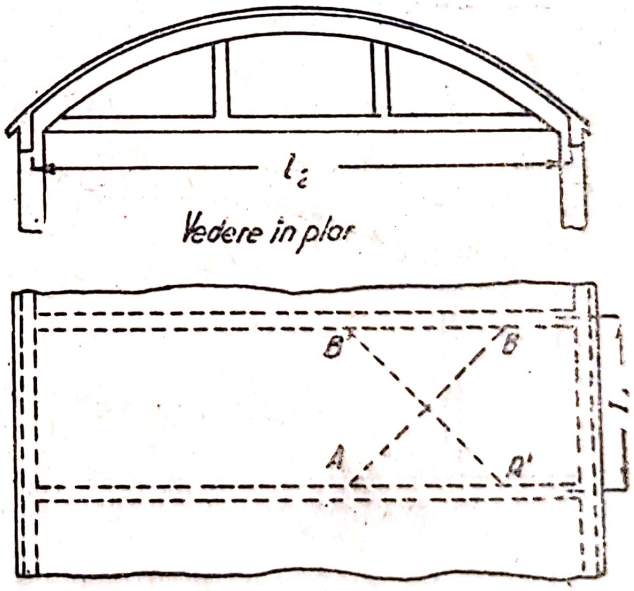


Fig. 304. Pânză cilindrică

Caracteristica pânzei cilindrice scurte, care o deosebește de cea lungă, o constitue raportul dintre dimensiunile pe cele două direcții principale; raportul $l_1/l_2 < 1$, adică distanța dintre timpane (arce) este totdeauna mai mică decât deschiderea însăși a timpanului (arcului).

Săgeata se ia de cel puțin $^1/_7\, l_2$.

Concepția inițială despre aceste pânze a fost următoarea: bolta subțire încastrată între arce lucrează astfel, încât fiecare punct al ei poate fi considerat ca făcând parte din două arce care se intersectează, AB și $A'B'$ (fig. 304). Pe baza acestei concepții, bolta era armată cu armătură înclu-

nată încrucișată, așezată la mijlocul grosimii plăcii. In cazul deschiderilor mari, pentru a evita flambajul și deformarea bolții, se executau uneori nervuri longitudinale de rigidizare. După elaborarea teoriei pânzelor cilindrice lungi, modul de lucru al celor scurte a fost explicat mult mai corect.

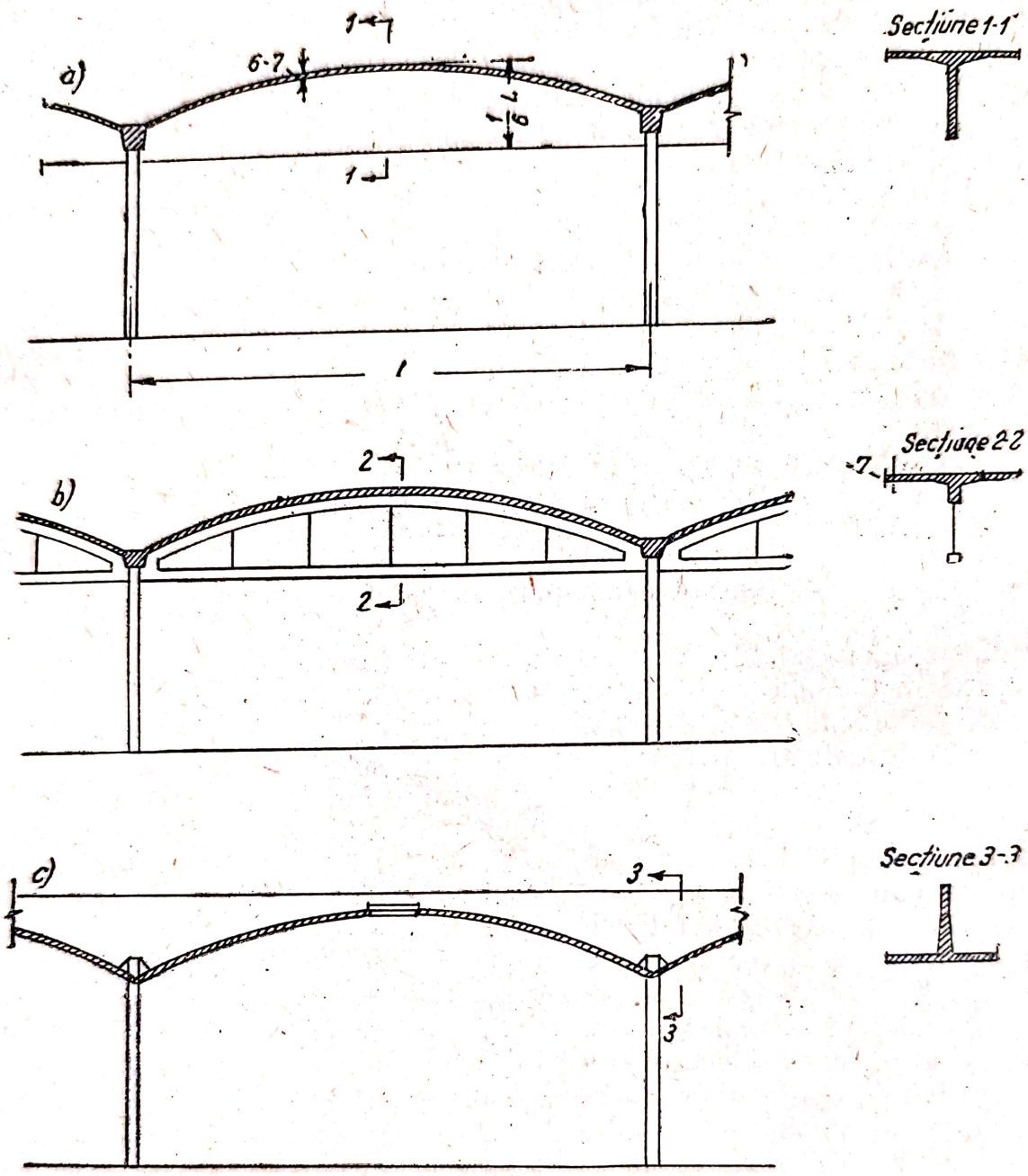


Fig. 305. Tipuri de timpane la pânze cilindrice scurte

După cum au arătat cercetările, într'o pânză scurtă apar, la încărcarea ei, mai ales eforturi unitare de compresiune, având valori mici.

Din această cauză, rolul armăturii în boltă se limitează îndeosebi la preluarea eforturilor din contracție, din variații de temperatură și din alte eforturi unitare de întindere neprevăzute, precum și la o mai bună legătură a plăcii subțiri cu timpanele. Deaceea, în prezent s'a renunțat la armarea în diagonală, care este mai puțin comodă la montare și s'a adoptat armarea obișnuită, longitudinală și transversală.

Scanned with OKEN Scanner

Elementele marginale ale pânzei se execută sub formă de grinzi de secțiune dreptunghiulară; înălțimea lor se ia egală cu $^1/_{15}$—$^1/_{10}$ l_1.

Este indicat ca timpanele să se execute sub formă de arce cu tiranți, rezemate pe stâlpi sau ziduri; însă ele se mai pot prezenta și sub formă de cadre, în cazul unor deschideri mici.

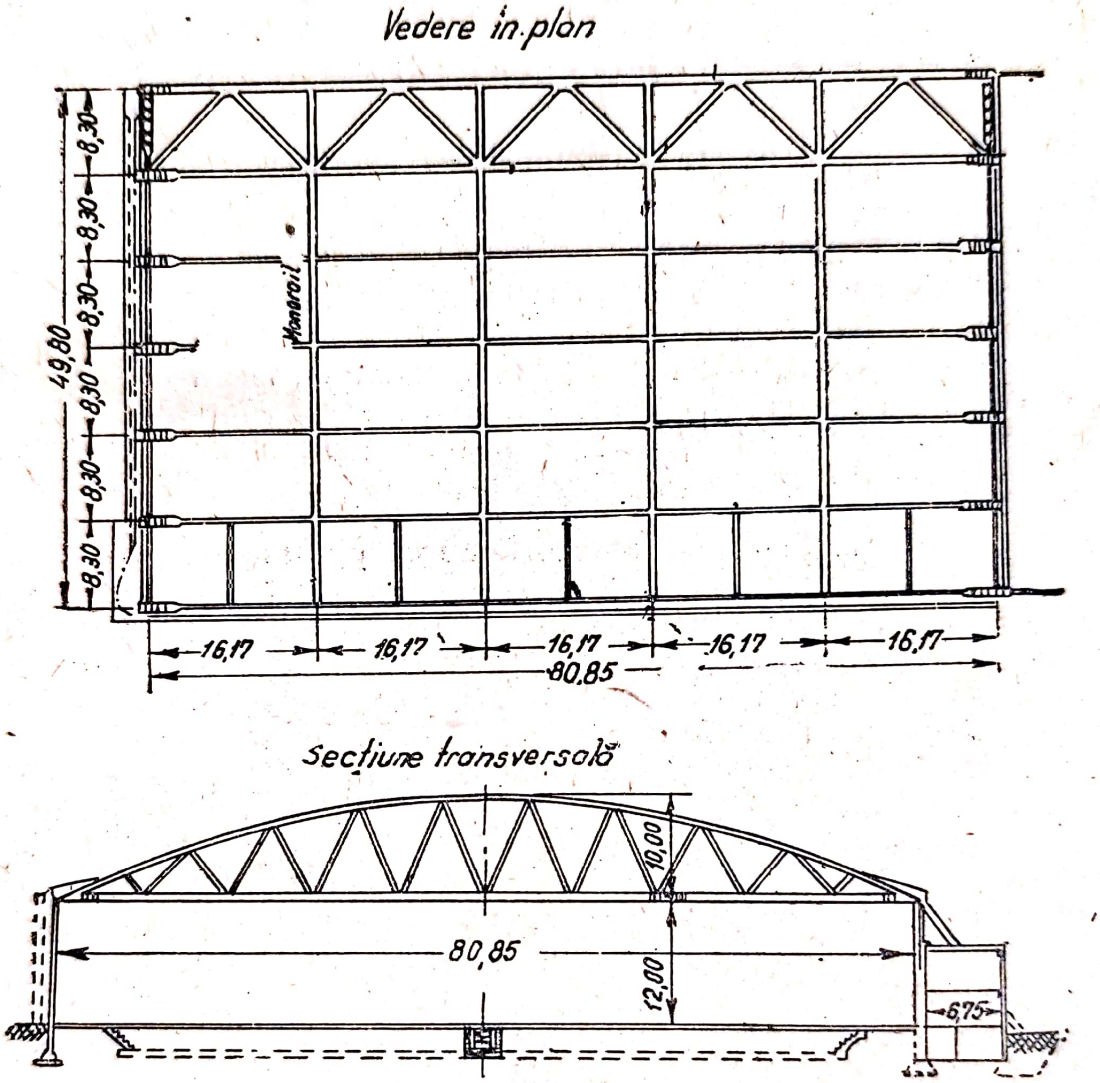


Fig. 306. Acoperișul unui hangar, din pânze cilindrice, cu timpane sub formă de ferme

Golurile pentru luminatoare se lasă în partea din mijlocul pânzei; lungimea lor, pe direcția longitudinală, este adeseori egală cu distanța dintre arce.

Începând cu anul 1929, pânzele scurte se întrebuințează în U.R.S.S., pe scară largă, la acoperișuri (cu deschideri între timpane până la 30 m), ceeace se explică atât prin rezultatele lor economice, în comparație cu alte sisteme de acoperiș, cât și prin siguranța suficientă pe care o prezintă, verificată în practică și prin încercări.

In anii de după război, pentru acoperirea clădirilor industriale, au căpătat o largă întrebuințare pânzele scurte, cu deschidere de boltă relativ mică, între 12 și 18 m și, mai rar, 24 m, având distanța dintre timpane de 6 m.

Timpanele interioare sunt de cele mai multe ori pline (fig. 305, *a*) sau se execută sub formă de arce cu tiranți (fig. 305, *b*). Se pot realiză însă și timpane exterioare, care ies deasupra acoperișului (fig. 305, *c*). Acestea din urmă simplifică apreciabil amenajarea cofrajelor și schelelor mobile (deorece se elimină necesitatea executării unor dispozitive de ridicare și coborîre). Desavantajele esențiale ale acestui sistem constau în posibilitatea de a se forma depozite de zăpadă și de a complica lucrările de înveliștori. Acest tip de suprafețe (cu timpane exterioare) se pot adopta în regiunile din Sud, cu zăpadă puțină.

Este demnă de subliniat utilizarea reușită a suprafețelor autoportante de beton armat ușor, cu piatră ponce marca 50, la uzina de reparații de locomotive din Tbilisi[1]) cu o suprafață totală de peste 20 000 m². La o deschidere a bolții de 15—20 m și o distanță între timpane de 6 m, grosimea pânzei s'a luat de 6 cm (la deschiderile cu luminatoare, de 7 cm), adică la fel ca și pânza de beton armat obișnuit.

Trebue amintit că, la construcția hangarelor de beton armat, s'au folosit în mare măsură pânzele scurte, cu timpane sub formă de arce sau ferme cu zăbrele, având deschideri până la 80 m și mai mari (fig. 306).

5. Suprafețe autoportante cu patru ape

O categorie de suprafețe prismatice o formează suprafețele autoportante cu patru ape, formate din plăci subțiri triunghiulare sau trapezoidale, legate monolitic (fig. 307), și așezate cu vârful spre partea superioară și care la colțurile conturului inferior, se reazemă pe stâlpi. Se obține o construcție foarte economică, necesitând o cantitate minimă de armătură. Datorită formei de cupolă a acestui acoperiș, unghiurile de înclinare ale plăcilor se pot lua mai mici decât la suprafețele prismatice. Astfel de acoperișuri se pot executa și continue, pe ambele direcții; deoarece rigiditatea secțiunii dela reazem este redusă, în calcul, fiecare panou se consideră separat.

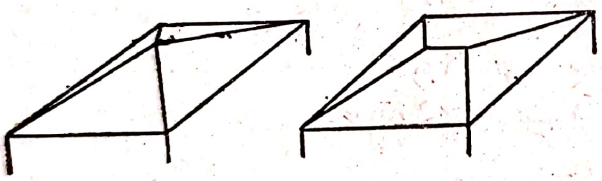


Fig. 307. Scheme de acoperișuri cu patru ape

In Instrucțiunile ȚNIPS, sunt date două tipuri principale de acoperișuri cu patru ape (fig. 308).

Tipul I este constituit din acoperișuri cu patru ape sub formă de trunchiuri de piramidă, sprijinite pe capitelurile stâlpilor și unite între ele, dealungul liniilor stâlpilor, cu plăci orizontale, având lățimea egală cu lățimea capitelurilor; dimensiunile capitelurilor se iau dela 0,1 *l*, până la 0,2 *l*. Pentru a micșora eforturile unitare la colțurile acoperișului — în cazul deschiderilor mari (sau al unor sarcini mari) — se teșesc colțurile capitelurilor, iar colțurile acoperișurilor se prevăd la partea inferioară cu vute.

Tipul *II* este constituit din acoperișuri cu patru ape, care se reazemă direct pe stâlpi, fără capiteluri și plăci orizontale. La colțurile acoperișului

[1]) *M. A. Iacubovici:* „Beton armat ușor la clădirile tehnice din transporturile de cale ferată", T. B. I. I. J. T., 1947.

cu patru ape, se execută vute, de lățime egală cu grosimea stâlpului. Stâlpii se așează în plan cu o rotire de 45°, adică astfel, încât muchiile lor să corespundă cu axele rețelei de stâlpi.

Se recomandă ca săgeata f a acoperișurilor cu patru ape să se ia egală cu 1/8—1/12 l.

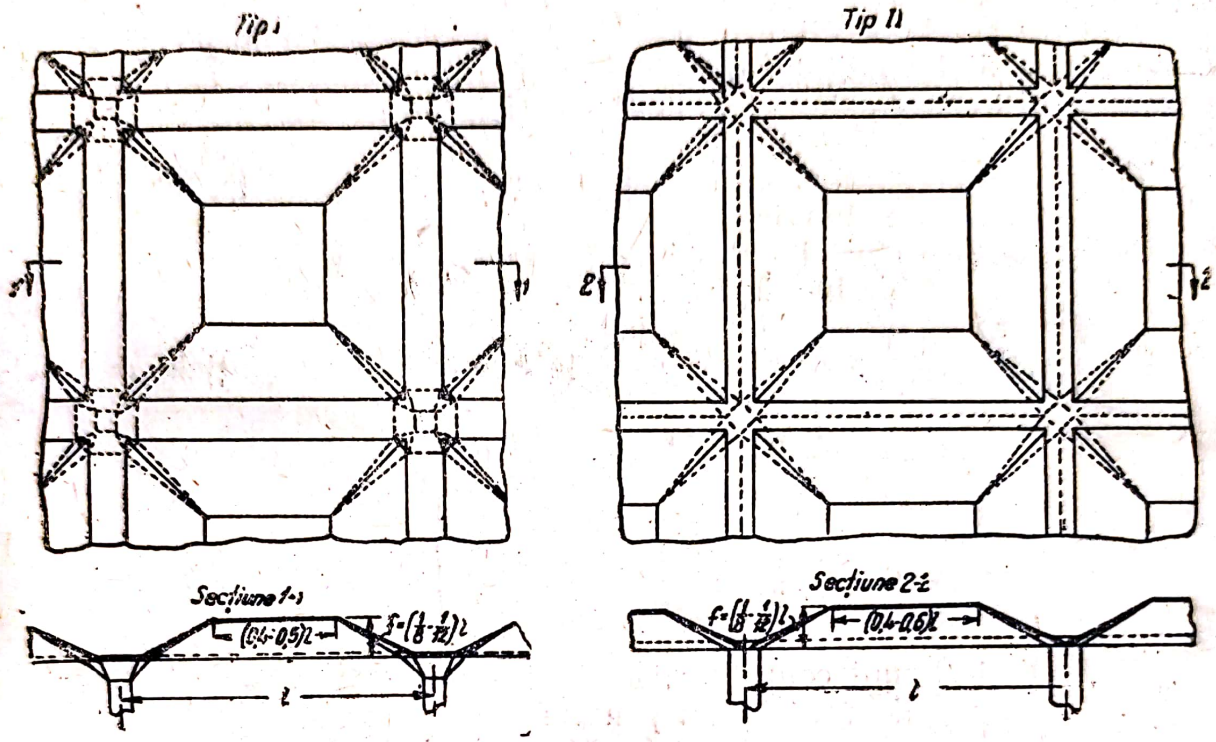


Fig. 308. Tipuri de acoperișuri cu patru ape

Ca și la suprafețele prismatice, lățimea maximă a fețelor înclinate poate ajunge la 3—3,5 m, astfel încât grosimea lor să nu fie mai mare de 10 cm; înclinarea fețelor se ia de cel mult 30°.

Elementele marginale se execută după unul dintre primele două tipuri, reprezentate în figura 298. In cazul rezemării pe pereți, elementul marginal se execută sub formă de plăci orizontale.

Golurile pentru luminatoare, tabachere, etc. se execută în placa superioară orizontală și se încadrează cu o ramă.

Acoperișul cu patru ape reprezintă o soluție rațională în cazul clădirilor industriale care au numai parter și o rețea de stâlpi cu panouri patrate, iar distanța dintre stâlpi nu trece de 8—10 m.

Unul dintre neajunsurile acestor acoperișuri ca și al celor poligonale, îl constitue formarea de depozite de zăpadă, care pot avea drept urmare pătrunderea apei prin acoperiș. Pentru înlăturarea acestui neajuns, este avantajos să se execute, deasupra acoperișurilor, un acoperiș ușor plan, deoarece, consumul total de materiale va fi totuși mai mic decât la un acoperiș obișnuit, în cadre.

Suprafețele autoportante cu patru ape se pot întrebuința și pentru planșeele dintre etaje. Pentru a se executa o pardoseală dreaptă, adânciturile dintre plăcile înclinate se acoperă cu panouri de lemn sau, pentru a le face rezistente la foc, cu plăci de beton armat.

Scanned with OKEN Scanner

§. 61. CALCULUL SUPRAFEȚELOR CILINDRICE ȘI SUPRAFEȚELOR PRISMATICE

1. Noțiuni generale

Pentru calculul pânzelor cilindrice de beton armat a fost propusă la început *teoria fără luarea în considerare a momentelor.*

Pe baza acestei teorii, pentru determinarea eforturilor în pânză se pornește dela studiul condițiilor de echilibru al elementului, care se poate izola prin secțiuni transversale și longitudinale (fig. 309) și asupra căruia acționează trei feluri de eforturi:

$T_1 = \sigma_1 h$ — efortul normal în secțiunea transversală, pe unitatea de lungime;

$T_2 = \sigma_2 h$ — efortul normal în secțiunea longitudinală, pe unitatea de lungime;

$S = \tau h$ — eforturi tangențiale.

Rezolvarea acestei probleme duce la trei ecuații diferențiale de echilibru:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial T_1}{\partial x} - \frac{\partial S}{\partial s} + X = 0; \\ \frac{\partial T_2}{\partial s} - \frac{\partial S}{\partial x} + Y = 0; \\ T_2 = -rZ, \end{aligned}\right\} \qquad (430)$$

în care X, Y și Z sunt componentele sarcinii care acționează pe unitatea de suprafață a pânzei;

r este raza de curbură a pânzei.

Această metodă de calcul este recomandată pentru pânze cilindrice cu săgeata mare ($f \geqslant 1/4\, l_2$), având tangenta la naștere, apropiată de verticală. Deaceea, la început se propuneau, pentru pânzele cilindrice, secțiuni sub formă de semielipsă, cicloidă sau semicerc, care nu puteau însă satisface nici cerințele de ordin constructiv, nici pe cele arhitectonice; primele două secțiuni nu satisfac cerințele de stabilitate și sunt mult mai complicate, în ce privește execuția, decât secțiunea circulară.

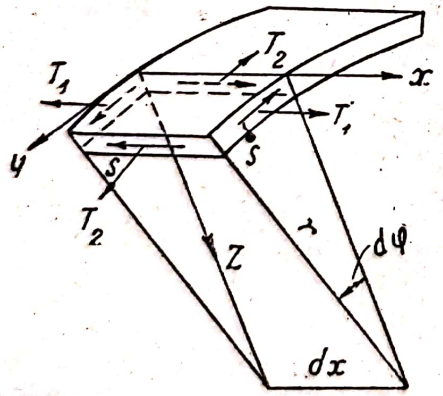


Fig. 309. Schema eforturilor axiale într'un element de pânză cilindrică

Această metodă de calcul s'a dovedit inexactă; ea dă o repartiție incorectă a eforturilor normale și de lunecare în membrană; afară de aceasta, în multe cazuri, nu se poate neglija influența momentelor în pânză. Potrivit teoriei fără momente, toată secțiunea transversală a pânzei este comprimată, iar elementele dela margini sunt întinse; eforturile de compresiune și repartiția lor în secțiune nu depind nici grosimea pânzei, nici de rigiditatea elementelor marginale care vin în contact cu ea.

Potrivit teoriei care ține seamă de *momente,* în secțiunea transversală a pânzei sunt atât zone comprimate, cât și zone întinse, și însuși caracte-

rul de repartiție al eforturilor longitudinale se modifică, în funcție de starea de solicitare a marginilor libere ale acoperișului.

După cum au arătat rezultatele calculului exact al pânzelor cilindrice, elaborat în 1931 de A. A. Gvozdev, împreună cu A. L. Goldenveiser (folosind metodele teoriei elasticității), este perfect posibil ca, în vederea simplificării calculului, să se neglijeze momentele, pe direcția longitudinală, precum și momentele de torsiune.

Metoda exactă a lui Gvozdev este însă foarte laborioasă și greu de aplicat în practică, aceasta fiind utilizabilă numai pentru calculul pânzelor cu o singură deschidere, cu secțiunea circulară. Deaceea a fost necesar să se perfecționeze și să se simplifice teoria pânzelor; afară de aceasta, s'a mai adăugat problema de a stabili o metodă suficient de satisfăcătoare pentru calculul acoperișurilor prismatice, ținându-se seamă de acțiunea reciprocă a forțelor longitudinale axiale și a momentelor transversale. Odată cu rezolvarea problemelor în legătură cu calculul acoperișurilor prismatice această metodă poate fi aplicată ușor, cu destulă exactitate și la pânzele a căror secțiune poate fi înlocuită printr'o secțiune poligonală apropiată de ea.

Intr'un termen scurt, numai în anul 1932, au fost publicate mai multe lucrări: ale lui P. L. Pasternac, V. Z. Vlasov și ale altor oameni de știință, care tratează despre calculul acoperișurilor poligonale, ținând seamă de momentele încovoietoare transversale care apar în muchii.

Aplicată în practică, soluția lui V. Z. Vlasov s'a dovedit a fi cea mai acceptabilă. Acesta a redus calculul la rezolvarea sistemului de ecuații canonice ale staticei, întrebuințând metoda mixtă, care, în comparație cu metoda forțelor, simplifică mult problema. In afară de aceasta, expresiile pentru coeficienții din ecuațiile date de V. Z. Vlasov s'au dovedit a fi mai simple.

2. Calculul suprafețelor prismatice, pe baza teoriei încovoierii

In metoda inițială de calcul a acestor acoperișuri, la repartiția eforturilor unitare normale în secțiunea longitudinală, nu se ține seamă de momentele încovoietoare care acționează pe direcția transversală.

Această metodă de calcul se poate aplica, în anumite condiții, la pânzele marginale. Esența acestei metode se rezumă la următoarele: după cum s'a arătat mai sus, fiecare față (placă) separată a acoperișului se va găsi sub acțiunea unui moment încovoietor, în planul ei propriu, și sub influența a două eforturi din muchie (tangențiale) la margini.

Din condiția de egalitate a eforturilor unitare normale, la intersecția a două plane alăturate, s'au dedus, pentru determinarea eforturilor în muchii, ecuații cu trei termeni, care se rezolvă ușor.

In figura 310 este reprezentată secțiunea transversală a două plăci oarecare, alăturate (*2* și *3*), făcând parte dintr'o suprafață prismatică.

Centrul de greutate și limitele sâmburelui central al secțiunii fiecărui plan (placă) se determină prin distanțele respective s_{2b}, s_{2c}, și k_{2b}, k_{2c}...

Momentul încovoietor produs de sarcinile exterioare în planul *2*, se notează cu M_{02}, iar în planul *3*, cu M_{03}; eforturile unitare provocate în muchia comună de aceste sarcini se notează respectiv, cu σ_{02c} și σ_{03c}.

Intre ambele planuri, dealungul nervurii *C*, se naște efortul de lunecare (în muchie) T_c, care acționează asupra ambelor planuri învecinate, în sensuri opuse, și care restabilește egalitatea eforturilor unitare. Eforturi tangențiale se nasc și la marginile *B* și *D*, adică cu aceste margini vin în contact și alte plăci ale suprafeței.

Eforturile unitare normale în muchia C, datorite eforturilor din planul *2* și eforturilor din planul *3*, vor fi determinate în raport cu limita sâmburelui central și scriind că sunt egale între ele rezultă:

$$\sigma_{2c} = + \frac{M_{k2b}\, S_{2c}}{I_2} = \sigma_{3c} = - \frac{M_{k3d}\, S_{3c}}{I_3}, \tag{431}$$

în care

$$\left.\begin{aligned} M_{k2b} &= M_{02} - T_b\,(S_{2b} - k_{2b}) - T_c\,(S_{2c} + k_{2b}) \\ M_{k3d} &= M_{03} - T_c\,(S_{3c} + k_{3d}) - T_d\,(S_{3d} - k_{3d}). \end{aligned}\right\} \tag{432}$$

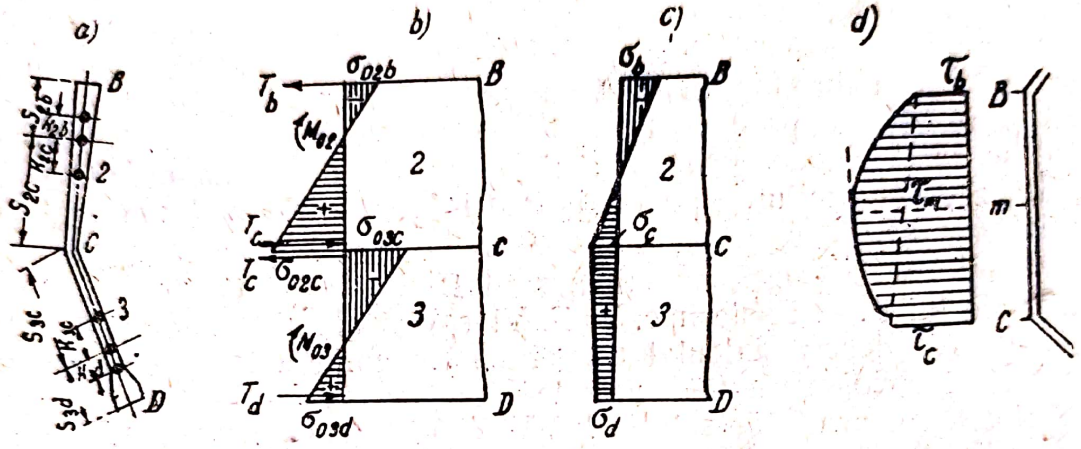


Fig. 310. Schema pentru calculul suprafețelor prismatice·
a — secțiune; **b** — schema de bază; **c** — diagrama eforturilor normale; **d** — diagrama eforturilor tangențiale.

Substituind valorile lui M_{k2b} și M_{k3d} în ecuația 431), se obține:

$$T_b \frac{(S_{2b} - k_{2b})\, S_{2c}}{I_2} + T_c \left\{ \frac{(S_{2c} + k_{2b})\, S_{2c}}{I_2} + \frac{(S_{3d} - k_{3d})\, S_{3c}}{I_3} \right\} +$$

$$+ T_d \frac{(S_{3d} - k_{3d})\, S_{3c}}{I_3} = + \frac{M_{02}\, S_{2c}}{I_2} + \frac{M_{03}\, S_{3c}}{I_3} \tag{433}$$

Ecuații asemănătoare se pot scrie pentru fiecare pereche de fețe adiacente. Din aceste ecuații se pot determina eforturile din muchie; apoi, folosind ecuațiile (431) și (432), se pot găsi și eforturile unitare reale (fig. 310, *c*), care satisfac condițiile de echilibru ale întregului sistem.

O simplificare a ecuațiilor (433) se obține în cazul secțiunii obișnuite dreptunghiulare a plăcilor. Notând:

$$k = \frac{h}{6}, \quad s = \frac{h}{2} \text{ și } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{Fh_2}{12},$$

în care F este secțiunea plăcilor, se obține:

$$T_b \left(\frac{1}{F_2}\right) + 2T_c \left(\frac{1}{F_2} + \frac{1}{F_3}\right) + T_d \left(\frac{1}{F_3}\right) = \frac{1}{2} \left(\frac{M_{02}}{W_2} + \frac{M_{03}}{W_3}\right). \tag{434}$$

Determinând cu ajutorul acestor ecuații T_b, T_c,..., se pot găsi, din ecuațiile (431) (432), eforturile reale:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_{2b} &= -\frac{1}{W_2}\left(M_{02} - T_b\frac{2}{3}h_2 - T_c\frac{1}{3}h_2\right);\\ \sigma_2 = \sigma_{2c} &= +\frac{1}{W_2}\left(M_{02} - T_b\frac{1}{3}h_2 - T_c\frac{2}{3}h_2\right), \end{aligned}\right\} \quad (435)$$

sau

$$\sigma_3 = \sigma_{3c} = -\frac{1}{W_3}\left(M_{03} - T_c\frac{2}{3}h_3 - T_d\frac{1}{3}h_3\right).$$

Ecuația (434) are o formă analoagă formei ecuației celor trei momente, pentru calculul grinzilor continue, ceeace denotă o oarecare legătură a acestei metode de calcul cu problema calculului grinzilor continue.

Când toate fețele acoperișului în linie frântă au o schemă identică — în ce privește numărul de deschideri, mărimile lor, condițiile de rezemare, precum și felul încărcărilor (de exemplu, uniform distribuite) — rapoartele dintre momentele rezultate M_{01}, M_{02}, etc., în toate secțiunile transversale, dealungul construcției vor fi egale. Tot astfel și valorile eforturilor tangențiale T vor urma aceiași lege pe care o urmează și M_0. Prin urmare, în acest caz, este suficient să se rezolve sistemul de ecuații (434) pentru o singură „secțiune periculoasă" (la mijlocul deschiderii), iar în celelalte secțiuni, eforturile T vor fi proporționale cu momentele M_0.

Dacă diferitele fețe au diferite condiții de rezemare sau sunt încărcate diferit[1]), nu există proporționalitatea arătată; pentru fiecare față trebue să fie determinate mărimile lui M_0 în diferite secțiuni și să fie substituite în sistemul de ecuații (434). La rezolvarea acestor ecuații liniare, eforturile tangențiale T_b, T_c, T_d, etc., rezultă sub formă generală:

$$T_n = \alpha M_{01} + \beta M_{02} + \gamma M_{03} + \cdots . \quad (436)$$

în care α, β, γ, sunt coeficienți obținuți prin rezolvarea sistemului de ecuații (434).

Eforturile unitare de lunecare cum și cele normale suferă modificări în repartiția lor pe secțiune, datorită legăturii reciproce între diferitele plăci.

Efortul tangențial T_n care acționează dealungul muchiei N este suma eforturilor unitare de forfecare τ; deaceea, pentru grosimea plăcii b_n se poate scrie:

$$b_n\, dx\, \tau_n = d\, T_n, \text{ de unde } \tau_n = \frac{1}{b_n}\cdot\frac{dT_n}{dx} \quad (437)$$

Prin urmare, dacă se cunoaște T_n, exprimat sub formă generală prin ecuația (436), efortul unitar tangențial este:

$$\tau_n = \frac{1}{b_n}\left(\alpha\frac{dM_{01}}{dx} + \beta\frac{dM_{02}}{dx} + \gamma\frac{dM_{03}}{dx} + \cdots\right).$$

Insă, cum $\frac{dM_0}{dx} = Q_0$ este forța tăietoare în secțiunea considerată, rezultă:

$$\tau = \frac{1}{b_n}(\alpha Q_{01} + \beta Q_{02} + \gamma Q_{03} + \cdots). \quad (438)$$

---

[1]) *I. I. Goldenblat* și *E. G. Ratz:* „Calculul suprafețelor prismatice având diferite scheme statice" (culegere de articole cu privire la suprafețele prismatice, sub redacția prof. I. V. Stolearov). Editura de Stat Tehnico-științifică a Ucrainei, 1934.

P. A. Școlnâi: „Teoria fără momente pentru calculul suprafețelor prismatice cu rezemare nesimetrică a muchiilor". Editura de Stat Tehnico-științifică, 1937.

Scanned with OKEN Scanner

In felul acesta, mărimea eforturilor unitare tangențiale de forfecare τ_n, în nervură, se exprimă prin forța tăietoare Q_0 a diferitelor plăci și prin aceeași coeficienți care servesc la determinarea eforturilor T_n din ecuația (436).

In cazul particular, când toate plăcile sunt la fel rezemate și încărcate uniform, determinarea eforturilor unitare tangențiale se simplifică, datorită proporționalității care există între momente și eforturile tangențiale, ceeace permite să se scrie:

$$\frac{d\,T_b}{dx} : \frac{dM_0}{dx} = T_b : M_0; \quad \frac{dT_b}{dx} = Q_0 \frac{T_b}{M_0}.$$

In acest caz, din formula (437) rezultă:

$$\tau_b = \frac{Q_0}{b} \frac{T_b}{M_0}; \quad \tau_c = \frac{Q_0}{b} \cdot \frac{T_c}{M_0}. \tag{439}$$

Odată determinate eforturile unitare tangențiale dealungul muchiilor, rămâne să se determine eforturile unitare tangențiale în însăși secțiunea transversală. Dacă secțiunea transversală este dreptunghiulară este suficient să se determine mărimea eforțului unitar tangențial, τ_n la mijlocul feței (fig. 310. *d*). Această mărime poate fi determinată simplu, pornind dela condiția, că conturul diagramei τ, în limitele unui plan, trebue să rămână parabolic și că suprafața diagramei înmulțită cu lățimea b, este egală forța tăietoare Q_0.

In acest fel:

$$\left[\frac{\tau_b + \tau_c}{2} + \frac{2}{3}\left(\tau_n - \frac{\tau_b + \tau_c}{2}\right)\right] b\ h = Q_0,$$

de unde

$$\tau_m = \frac{Q_0}{b\ h} \cdot \frac{3}{2} - \frac{\tau_b + \tau_c}{4} = \tau_{0m} - \frac{\tau_b}{4} - \frac{\tau_c}{4} \tag{440}$$

Astfel, efortul unitar tangențial în axa feței se determină după efortul unitar tangențial τ_{0m}, care se obține ca pentru o grindă obișnuită, și din valorile marginale ale eforturilor unitare tangențiale.

3. Principiile de bază ale teoriei cu considerarea momentelor, stabilită de V. Z. Vlasov

Metoda lui Vlasov, pentru calculul pânzelor cilindrice, se bazează pe faptul că se ține seamă atât de eforturile axiale (normale și tangențiale, paralele cu suprafața mediană), cât și de momentele încovoietoare transversale.

In calculul practic, pânză cilindrică cu orice contur se înlocuește cu una prismatică, înscrisă în aceasta, și având un număr finit de fețe[1]).

Starea de eforturi a unui astfel de sistem se caracterizează prin următoarele șase elemente (fig. 311): în secțunea transversală, prin efortul normal T_1 și efortul tangențial S_1; în secțunea longitudinală, prin efortul normal T_2, efortul tangențial S_2, momentul încovoietor G_2 și forța tăietoare N_2. Toate aceste eforturi sunt raportate la unitatea de lungime a

---

V. Z. Vlasov: „Statica suprafețelor autoportante", ONTI, 1936.

V. Z. Vlasov: „Statica sistemelor cu pereții subțiri în spațiu", Stroiizdat, 1949.

TNIPS: A. A. Gvozdev, V. I. Murașev, V N. Gornov, V. Z. Vlasov: „Instrucțiuni pentru proiectarea și calculul acoperișurilor și planșeelor monolite, cu pereții subțiri", ONTI, Redacția generală a literaturii pentru construcții, 1937.

secțiunii corespunzătoare. Deoarece momentele încovoietoare longitudinale G_1 și momentele de răsucire H_1 și H_2 sunt foarte mici, ele sunt considerate egale cu zero.

Determinarea valorilor acestor eforturi interioare în fiecare punct al secțiunii transversale și a legii variației acestor mărimi dealungul pânzei se bazează pe aplicarea metodelor staticei construcțiilor și pe descompunerea funcțiilor căutate (a forțelor și a deformațiilor) în serii trigonometrice, dealungul generatoarei.

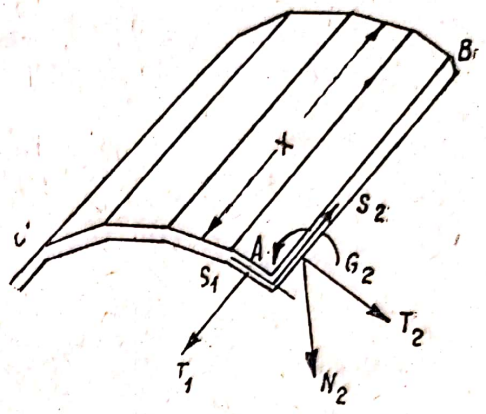


Fig. 311. Schema eforturilor care acționează în pânză (suprafața prismatică)

Suprafața prismatică, formată din fețe legate rigid între ele dealungul muchiilor constitue un sistem de mai multe ori static nedeterminat, în spațiu. Dealungul liniilor de îmbinare a fețelor (dealungul muchiilor) acționează momente încovoietoare și eforturi tangențiale.

Luând una din fețe ca element de bază al suprafeței prismatice, este suficient pentru determinarea eforturilor interioare, să se cunoască momentele încovoiatoare G și eforturile tangențiale S, dealungul nervurilor, sau deplasările unghiulare θ și cele liniare U, ale muchiilor, sau, în general, orice combinații, luate câte două, ale acestor eforturi și deplasări, care caracterizează starea de deformație. In total, pot exista patru combinații de acest fel:

$G, S;\ \theta, U;\ G, U;\ \theta\ S.$

Prima combinație G, S conduce la metoda forțelor; cea de a doua θ, U, la metoda deformației; iar celelalte două G, U și θ, S, la o metodă mixtă.

După cum s'a menționat, metoda mixtă s'a dovedit a fi mai comodă pentru rezolvarea suprafeței prismatice, deoarece metoda forțelor și metoda deformațiilor au drept rezultat sisteme de ecuații la fel de complicate, cu 12 și 8 termeni, pe când metoda mixtă ne dă, în general, un sistem de ecuații relativ simplu, simetric, cu opt termeni.

Pe această bază, Vlasov a ales metoda mixtă, considerând necunoscute eforturile unitare normale σ_k, care se nasc în suprafețele elementare ale secțiunii transversale, și care corespund cu deplasările longitudinale U_k și momentele transversale încovoietoare G_k, care se nasc în suprafețele elementare ale secțiunii longitudinale a fiecărei muchii.

După cum se știe, pentru rezolvarea sistemelor static nedeterminate, se pornește dela un sistem „de bază", mai simplu. Rezolvând sistemul de bază, care se prezintă sub diferite stări elementare — caracterizate prin diferite feluri de încărcări cu sarcini exterioare sau cu eforturile care se caută — și impunând apoi acestui sistem condițiile suplimentare care decurg din caracterul sistemului inițial, se ajunge la un sistem de ecuații liniare, din care se găsesc valorile necunoscutelor căutate.

Pentru acest caz, se ia următorul sistem de bază: pe direcția transversală, fețele sunt legate între ele prin articulații; iar pe direcția longitudinală, există legături absolut rigide, repartizate continuu, dealungul fiecărei

muchii, care se opun la deplasarea longitudinală a oricărui punct al muchiei.

Pentru a trece dela acest sistem de bază la cel real (inițial), este necesar să se creeze în muchiile acestui sistem, eforturile unitare longitudinale căutate $\sigma_k(x)$ și momentele transversale $G_k(x)$. Acestea trebue să fie astfel alese, încât în fiecare punct al muchiei suprafeței prismatice, reacțiunile legăturilor longitudinale și rotirile reciproce dela noduri, în articulații, să se reducă la zero, pentrucă în sistemul inițial nu există aceste legături, iar între fețe există o legătură rigidă. Analitic, aceste condiții se

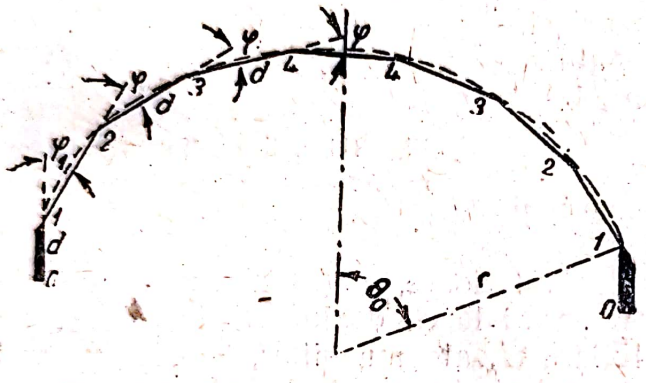


Fig. 312. Schema de calcul a pânzei

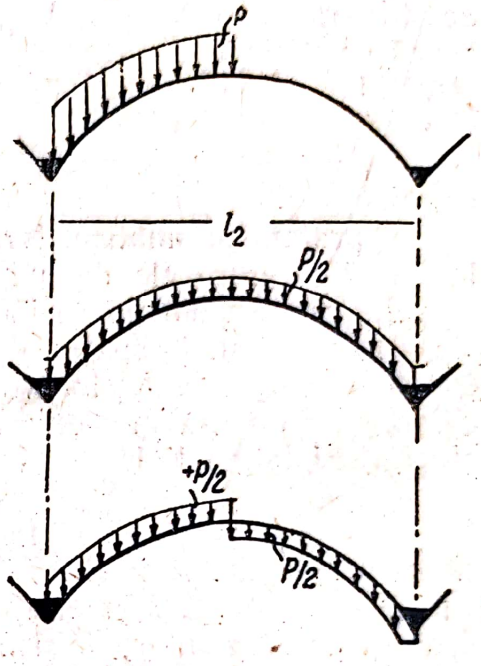


Fig. 313.

exprimă printr'un sistem comun de ecuații diferențiale, deoarece necunoscutele $\sigma_k(x)$ și $G_k(x)$ sunt funcții de poziția punctului dealungul muchiei respective.

Deoarece la fiecare muchie se intersectează două fețe, numărul necunoscutelor, pentru o suprafață prismatică, va fi egal cu dublul numărului de muchii intermediare, plus cele necunoscute, care rezultă din condiția de rezemare a muchiilor marginale.

Rezolvarea exactă a acestei probleme duce la integrarea unui sistem destul de complicat de ecuații diferențiale cu opt termeni, ceeace este greu de realizat în practică.

Metoda practică aproximativă, pentru determinarea funcțiilor căutate $\sigma_k(x)$ și $G_k(x)$, constă în descompunerea acestor funcții în serii trigonometrice și în determinarea coeficienților fiecărui termen de descompunere a serii.

Deobicei, pentru calcul, suprafața curbă (pânza) se înlocuește printr'o suprafață prismatică, înscrisă în această suprafață curbă și formată din șapte fețe egale, astfel încât, împreună cu elementele marginale, se capătă o suprafață prismatică cu nouă fețe, simetrică în secțiune transversală (fig. 312).

La calculul pânzei cilindrice se adoptă același sistem de bază ca și pentru cazul general al suprafeței prismatice și necunoscutele sunt: zece eforturi unitare longitudinale și șase momente transversale. Folosind însă simetria secțiunii transversale a pânzei, se poate reprezenta orice încărcare nesimetrică, (fig. 313) sub forma de sumă a două încărcări; una

simetrică, față de axa de simetrie a secțiunii transversale și altă antisimetrică, față de aceiași axă (egale, fiecare, cu jumătate din încărcarea nesimetrică *N. R.*). Atunci, eforturile unitare longitudinale și momentele transversale, considerate în punctele simetrice ale secțiunii transversale, vor fi egale, în starea simetrică, atât ca mărime, cât și ca semn; iar în starea antisimetrică vor fi egale ca mărime, însă de semn contrar. In ambele cazuri, numărul necunoscutelor va fi de două ori mai mic și egal cu opt: 5 eforturi unitare și 3 momente.

Suprafețele autoportante (pânzele) cu nervuri pot fi, deasemenea, calculate după metoda lui V. Z. Vlasov. In acest caz, suprafața cu nervuri se înlocuește, în secțiune longitudinală, din punctul de vedere al momentului de inerție, printr'o suprafață netedă, cu grosime echivalentă oarecare.

Această grosime echivalentă h se determină din formula:

$$h = \sqrt[3]{\frac{12I}{b}}, \qquad (441)$$

în care I este momentul de inerție al secțiunii longitudinale, care revine la o nervură a plăcii;

b — distanța dintre axele nervurilor.

In secțiune transversală, placa are grosimea reală h. In acest fel, placa cu nervuri este considerată în calcul ca un sistem continuu neomogen, având grosimi diferite în secțiunile longitudinale și transversale.

Metoda practică a lui V. Z. Vlasov permite să se rezolve cu suficientă exactitate atât suprafețele prismatice, cât și pânzele cu o deschidere, continue și în consolă, cu orice secțiune transversală, cu orice condiții marginale și solicitate, la diferite combinații de încărcări uniform distribuite.

In scopul simplificării calculului pânzelor cilindrice, V. Z. Vlasov și A. L. Goldenveiser au întocmit grafice pentru determinarea eforturilor T_1, T_2, S și G_2[1]). Graficele sunt întocmite pentru pânze caracterizate prin mărimea $\lambda = \frac{L}{2R}$ și θ_0 (în care L este lungimea pânzei, R raza pânzei și θ jumătatea unghiului la centru) și anume pentru $\lambda = \frac{\pi}{6}, \frac{\pi}{3}, \frac{\pi}{2}, \frac{2\pi}{3}$ și π, $\theta_6 = 30$, 45, 60, 75 și 90° și pentru încărcările unitare (100 kg/m²): a) uniform distribuite pe suprafața plăcii; b) cu o distribuție cosinusoidală și c) uniform distribuite pe marginea pânzei (aplicate pe elementele marginale ale pânzei).

4. Metoda aproximativă de calcul a lui L. S. Ghilman

Aproape concomitent cu teoria lui V. Z. Vlasov, L. S. Ghilman a propus o metodă aproximativă pentru calculul suprafețelor simple și cu nervuri, ținând deasemenea seamă de influența momentelor transversale[2]).

[1]) Promstroiproect: Ghidul proiectantului de construcții industriale „Construcții de lemn", ONTI, 1937, pag. 556—583.

[2]) *L. S. Ghilman:* „Metoda aproximativă pentru calculul pânzelor boltite cilindrice" (în S. A. Susticov: „Construcții de lemn", pag. 317—323, Gostroiizdat, 1933).

Metoda pornește dela patru ecuații de echilibru ale membranei, în care, pe lângă eforturile T_1, T_2 și S din ecuațiile (430), intră și momentele transversale G_2 și forțele tăietoare N_2:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\partial T_1}{\partial x} - \frac{\partial S}{\partial s} + X = 0; \\ &\frac{\partial T_2}{\partial s} - \frac{\partial S}{\partial x} + Y - \frac{N_2}{r} = 0; \\ &\frac{T_2}{r} + \frac{\partial N_2}{\partial s} + Z = 0; \\ &N_2 - \frac{\partial G_2}{\partial s} = 0. \end{aligned}\right\} \qquad (442)$$

Acest sistem de patru ecuații diferențiale, cu cinci necunoscute, poate fi rezolvat, dacă se mai adaugă și ecuația a cincia, care decurge din concomitența (continuitatea) deformațiilor. Soluția exactă este foarte complicată.

L. S. Ghilman, pornind dela aceleași patru ecuații (442), determină celei cinci necunosute, fără a adăuga ecuația a cincia, a concomitenței deformațiilor, prin impunerea unei anumite condiții acestor deformații. Aceasta, constă în faptul că eforturile unitare normale trebue să urmeze o lege liniară, adică placa, pe direcția longitudinală, lucrează ca o grindă, urmând legea secțiunilor plane.

Această ipoteză simplificatoare dă o soluție foarte simplă. Adoptând legea liniară, se poate scrie, independent de ecuațiile diferențiale, că $T_1 = \frac{Mz}{J}$, în care J are, pentru o pânză circulară, o expresie relativ simplă.

Substituind expresia lui T_1 în prima ecuație și integrând-o în raport cu s, se poate obține pentru S o expresie care satisface condițiile marginale. Apoi, definind cea de a treia ecuație în raport cu s, scăzând dintr'însa a doua ecuație și înlocuind pe S cu valoarea sa, se obține o ecuație diferențială pentru N_2. Integrând ecuația și găsind pe N_2, acestea se înlocuește, în ultima ecuație, și se găsește G_2.

L. S. Ghilman a dedus formulele finale pentru calculul pânzei, cu margini libere și cu marginile fixate pe direcția orizontală, la greutatea proprie și la sarcini uniform distribuite în proiecția orizontală a pânzei.

Comparația rezultatelor obținute pe baza metodei lui Ghilman cu datele din grafice ale metodei exacte a lui Gvozdev-Goldenveiser a arătat o concordanță mulțumitoare pentru cazul pânzelor circulare, la care marginile inferioare sunt fixate pe direcția orizontală.

Această metodă simplă poate fi adoptată și în calculul pânzelor cu nervuri.

Scanned with OKEN Scanner

§. 62. CERCETARI EXPERIMENTALE. METODE PRACTICE DE CALCUL ȘI DE ALCĂTUIRE

1. Suprafețe cilindrice lungi și suprafețe prismatice

a) *Rezultatele cercetărilor experimentale și ale calculelor*

Metoda practică a lui V. Z. Vlasov permite să se cerceteze, pe cale experimentală, pânzele cilindrice și suprafețele prismatice și să se justifice metodele simplificate, pentru calculul lor.

Pentru a se verifica metoda practică de calcul a suprafețelor prismatice și metodele lor de execuție, s'au efectuat, în 1935, la Institutul ȚNIPS, sub

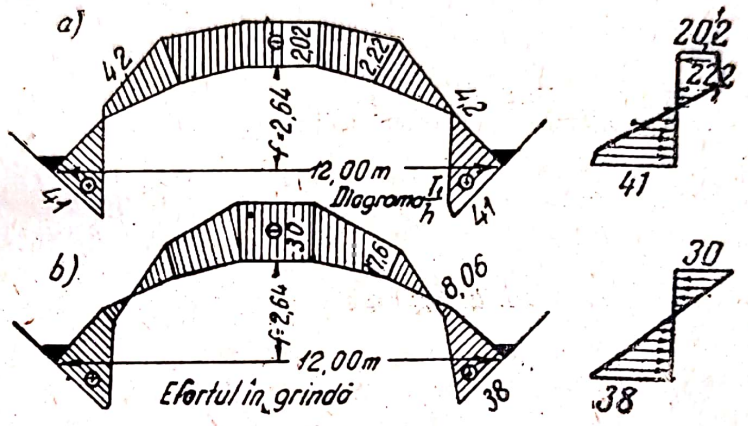


Fig 314. Diagramele eforturilor unitare normale din placa autoportantă:
a — calculul după metoda lui Vlasov; b — calculul ca o grindă

conducerea profesorului A. A. Gvozdev, încercări asupra unui model de pânză cilindrică lungă[1]).

Modelul experimental, la scara de $^1/_4$ din mărimea naturală, avea dimensiunile: $l_1 = 5{,}80$ m, $l_2 = 2{,}95$ m, $h = 2{,}2$ cm, $f/l_1 = {}^1/_{7{,}6}$ și înălțimea grinzii marginale de 8 cm.

Comparația dintre deformațiile măsurate pentru o încărcare de $^1/_4$ din cea de calcul (100 kg/m²) și a eforturilor T_1, S, T_2 și G_2 și datele rezultate din calculul pe baza metodei lui V. Z. Vlasov, au dovedit că rezultatele concordă.

Experiențele au confirmat că momentele încovoietoare longitudinale G_1, momentele de torsiune H_1, deformațiile transversale ale compresiunii fețelor etc., care nu sunt luate în considerare în metoda practică a lui V. Z. Vlasov, sunt foarte reduse, în comparație cu eforturile principale, pe toată lungimea pânzei, exceptând secțiunile dela reazeme ale timpanelor.

Odată cu mărirea încărcării până la $^3/_4$ din cea de calcul, au început să apară fisuri capilare, care au dat naștere la o oarecare redistribuire a eforturilor, legată de scoaterea din lucru a betonului, în zona întinsă. Această din urmă situație a fost, în același timp, cauza unei oarecari măriri a brațului cuplului interior. Datorită acestui fapt, limita de curgere în armătură

[1]) *A. S. Scepotiev:* „Cercetarea experimentală a pânzei cilindrice de beton armat", din „Proiect și Standard", Nr. 11, 1936.

a început la o încărcare de 2,16—2,42 din cea de calcul, în loc de 1,92, cât rezultă din calculul teoretic. In acest fel, cantitatea de armătură determinată prin calcul asigură un coeficient de siguranță ceva mai ridicat.

A fost deasemenea confirmată și necesitatea de a se prevedea, pe tot conturul pânzei (la reazem), o armătură superioară, care asigură încastrarea pânzei în timpane și în elementele marginale.

In ce privește timpanele, încercarea pânzei a arătat că, fiind considerate, prin metoda lor de calcul, elemente plane independente, încărcate cu forțe tangențiale din placă se obține o concordanță absolut satisfăcătoare cu realitatea.

După cum au confirmat apoi rezultatele unor numeroase calcule parabele, ale pânzelor și ale suprafețelor prismatice, efectuate pe baza metodei practice a lui V. Z. Vlasov și a metodelor aproximative, în multe cazuri particulare este posibilă o simplificare și mai mare a metodei de calcul a acoperișurilor cu suprafețe autoportante.

Din comparația diagramelor eforturilor unitare normale, pentru deschiderea de boltă mijlocie a pânzei, cu elementele marginale triunghiulare (fig. 314) obținute pe de o parte din calculul acestei pânze, pe baza metodei practice a lui V. Z. Vlasov, și pe de altă parte, calculând-o ca o grindă, adică fără a ține seamă de G_2 — se pot remarca următoarele: ca rezultat al acțiunii momentelor transversale, eforturile unitare superioare de compresiune se reduc cu 25—30% (20,2 în loc de 30 kg/m²) și acestea se redistribue în apropiere de sferturile secțiunii, mărind în aceste puncte eforturile unitare de compresiune; în locul diagramei triunghiulare a eforturilor de compresiune se obține o diagramă apropiată de un dreptunghiu, din care cauză centrul de greutate al diagramei coboară, axa neutră coboară și ea și cresc întrucâtva eforturile unitare de întindere.

Asupra mărimii eforturilor unitare de întindere la partea de jos a suprafeței autoportante au o influență mare dimensiunile elementului marginal sau extrem; eforturile unitare scad odată cu creșterea dimensiunilor acestora și invers.

b) *Metode de calcul simplificate*

Rezultatele experiențelor și ale calculului deschiderilor de boltă mijlocii, ținând seama de momentele transversale sau fără a ține seamă de acestea, au dus la concluzia că deschiderile *mijlocii ale suprafețelor autoportante curbe și în linie frântă, se pot calcula ca grinzi.* In acest caz, efortul de întindere după care se dimensionează secțiunea armăturii întinse principale rezultă aproape același ca și la calculul în care se ia în considerare G_2.

Deschiderile de boltă mijlocii se apropie într'adevăr, ca mod de comportare, de modul cum lucrează grinzile, fiindcă într'o astfel de deschidere de boltă, datorită faptului că lateral există alte deschideri de boltă cu o rigiditate suficientă, marginile se pot deplasa numai pe verticală.

Deschiderile de boltă extreme sau pânzele separate au alte condiții marginale ele putându-se deplasa nu numai pe verticală ci și pe orizontală și este greșit să se aplice la ele metoda de calcul simplificată; calculul lor trebue să se facă ținând seama de momentele transversale după metoda practică a lui Vlasov sau după metoda aproximativă a lui Ghilman.

Scanned with OKEN Scanner

In acest fel, deschiderile de boltă intermediare ale pânzei pot fi calculate ca grinzi cu secțiunea frântă (sub formă de jghiab), iar semideschiderile marginale, fiind considerate semideschideri ale unei pânze cu o singură deschidere, trebue să fie calculate ținând seamă și de momentele transversale (fig. 315).

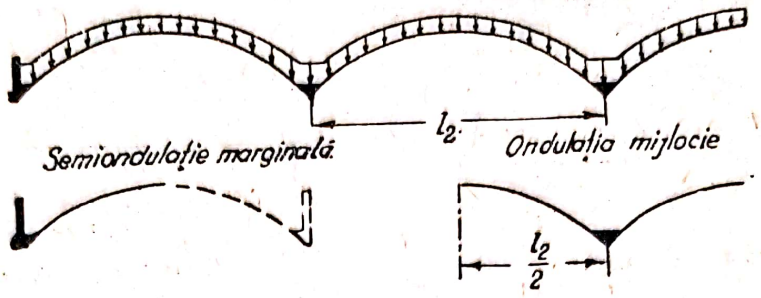


Fig. 315. Schemele de calcul ale deschiderilor de boltă mijlocii și marginale ale suprafeței autoportante

Pe de altă parte, în pânzele cu mai multe deschideri și în cele în consolă, determinarea poziției „secțiunilor zero", în care eforturile normale sunt egale cu zero, se face ca și la grinzile cu mai multe deschideri (fig. 316). In pânzele cu deschideri egale, aceste secțiuni se iau la o distanță

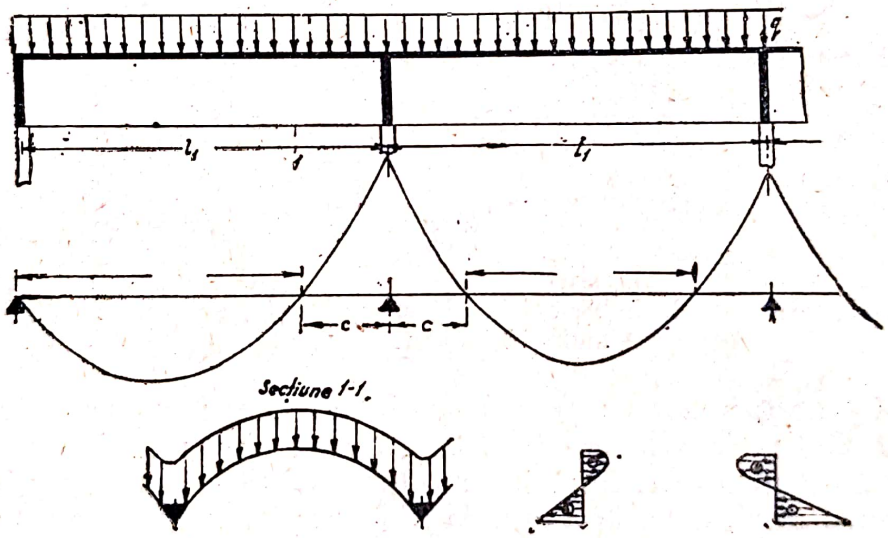


Fig. 316. Schema de calcul a pânzei cu mai multe deschideri

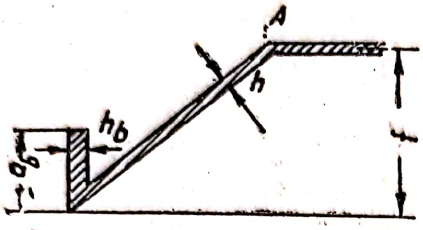
$c = 0{,}2\ l$ față de timpanele intermediare. Părțile din deschideri cuprinse între secțiunile zero se calculează ca pânze cu o singură deschidere și având deschiderea egală cu distanța dintre punctele zero. Dincolo de punctele zero, eforturile T_1, prin urmare și σ, se iau proporționale cu momentele încovoietoare, iar eforturile tangențiale se iau proporționale cu forțele tăietoare din grinda continuă.

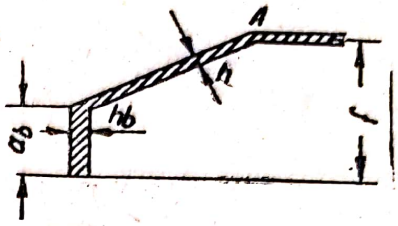
Suprafețele prismatice autoportante simetrice, cu mai multe deschideri (fig. 317, *a*), se calculează pe direcția transversală, ca o placă frântă cu mai multe deschideri (fig. 317, *b*). In acest scop, se separă o fâșie de 1 m

lățime, iar momentele negative obținute în muchia superioară marginală *A* trebue să fie înmulțite cu un coeficient luat din tabela 36.

Tabela 36

Valorile coeficienților de majorare ai momentelor în muchia *A*





h_b/h \ a_b/f	0,3	0,45	0,6	h_b/h \ a_b/f	0,3	0,45	0,6
1 — 4	2,50	2,00	1,50	1—4	1,50	1,00	0,7

Pe direcția longitudinală, calculul deschiderilor intermediare se face ca pentru grinzile cu secțiunea profilată (fig. 317, *c*), iar calculul semi-

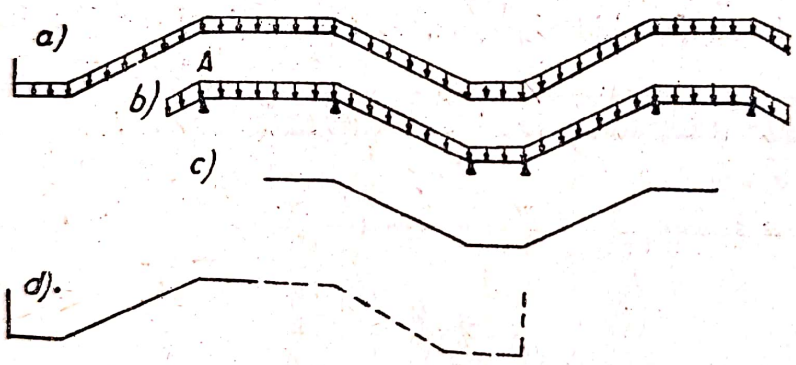


Fig. 317. Schemele de calcul ale suprafețelor prismatice cu mai multe deschideri de boltă

deschiderilor marginale, ca pentru deschideri care fac parte dintr'un acoperiș cu o singură deschidere (fig. 317, *d*), folosind metoda de calcul fără considerarea momentelor, atunci când dimensiunile elementelor frontale nu sunt mai mici decât cele reprezentate în figura 298. In cazul unor elemente frontale mai puțin rigide, calculul semideschiderilor marginale se face ținând seamă de momentele încovoietoare transversale.

La calculul suprafețelor prismatice cu mai multe deschideri se procedează la fel ca și la calculul pânzelor lungi.

c) *Calculul și alcătuirea secțiunilor*

Pânzele lungi. Dimensiunile secțiunii elementelor și cantitatea de armătură din pânze se determină pornind dela diagrama eforturilor unitare normale σ, a eforturilor unitare tangențiale și a eforturilor unitare principale de întindere τ egale cu acestea, precum și a momentelor încovoietoare transversale G_2.

In figura 318 sunt date exemple de diagrame ale eforturilor σ, τ și G_2, pentru cele trei tipuri de bază ale deschiderilor intermediare. După cum se vede, distribuția și mărimea efoturilor unitare în funcțiune sunt influențate într'o mare măsură de forma secțiunii și dimensiunile elementelor marginale.

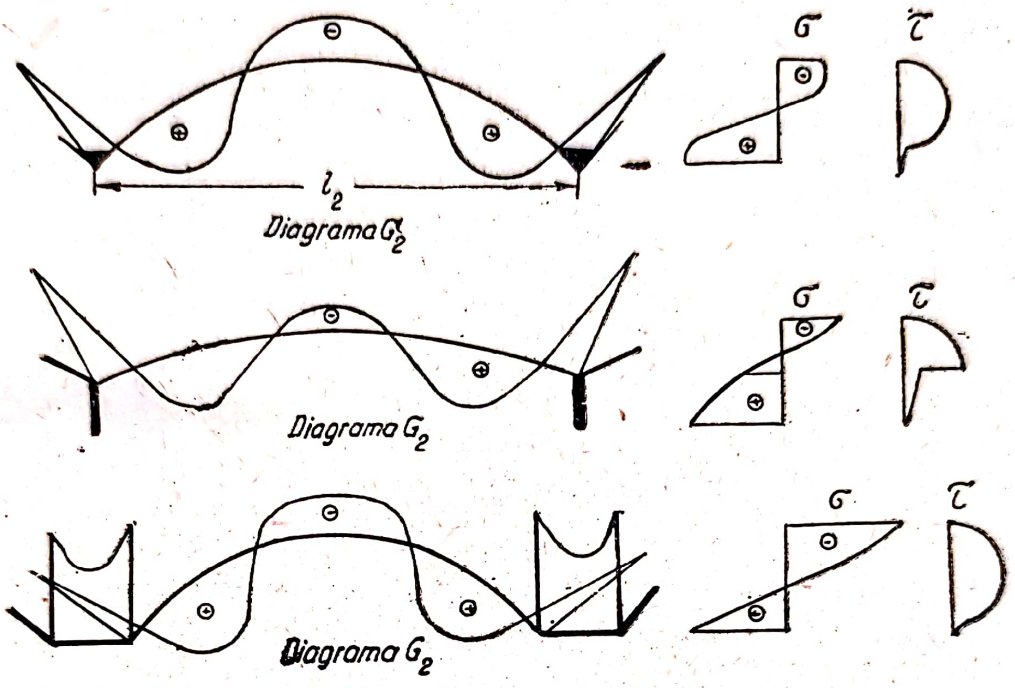


Fig. 318. Diagramele eforturilor în secțiunile transversale ale pânzei

Eforturile unitare de întindere care acționează în limitele elementului frontal și marginal nu trebue să depășească, în partea inferioară a pânzei, $2R_t$ pentru construcțiile la care apariția fisurilor poate avea o influență dăunătoare asupra armăturii și $3R_t$ (și în nici un caz nu poate fi mai mare decât $4R_t$) la construcțiile la care apariția fisurilor capilare nu este chiar atât de periculoasă pentru armătură. Aceste eforturi de întindere sunt preluate în întregime de armătura principală de întindere, care se determină din formula

$$F_a = \frac{Z_{max}\, k}{1{,}1\, \sigma_c} \qquad (443)$$

în care Z_{max} este volumul diagramei eforturilor de întindere;

1,1 — un coeficient care ține seamă de creșterea brațului cuplului interior, ca o consecință a faptului că cea mai mare parte din armătură este așezată în zona eforturilor unitare maxime.

Mărimea efortului de întindere Z_{max} se determină:

a) la calculul pânzei, cu considerarea momentelor încovoietoare transversale, prin însumarea volumelor diagramelor eforturilor unitare de întindere, pe fiecare față în parte și

b) la calculul pânzei — considerând-o ca o grindă — prin calculul diagramei eforturilor unitare de compresiune. In ambele cazuri se folosește formula (fig. 319):

$$Z_{max} = -D_{max} = \frac{2\, r\, h\, \sigma_s}{y_i} [r \sin \alpha_0 - \alpha_0 (r - y_i)], \qquad (444)$$

în care r este raza pânzei;
h — grosimea pânzei;
α_s — efortul unitar normal, în punctul superior al pânzei;
y_i — distanța dela punctul superior al pânzei până la axa neutră;
σ_0 — jumătatea unghiului central al zonei comprimate a pânzei.

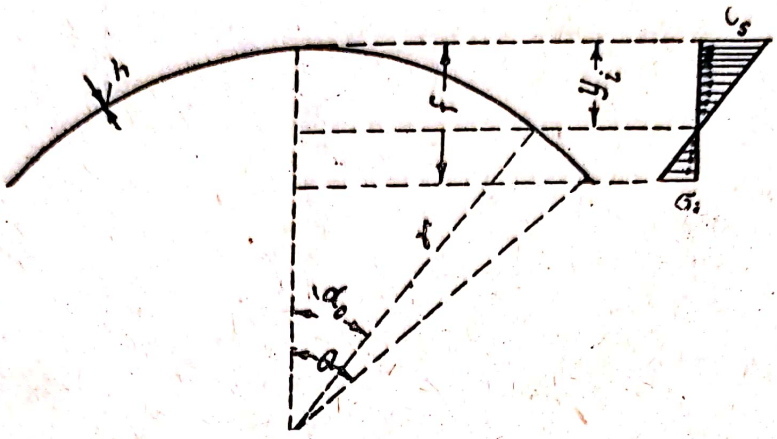


Fig. 319.

Din secțiunea F_a a armăturii principale întinse, obținută din formulă (443), cel puțin 60% se așează în conformitate cu diagrama eforturilor unitare de întindere, iar restul de 40% se concentrează la partea inferioară a elementului lateral sau marginal (fig. 320). In acest caz, distanța dintre bare (lumina) trebue să fie de cel puțin 5 cm și de maximum 25 cm.

Dealungul deschiderii, atât la pânzele cu o singură deschidere, cât și la cele cu mai multe deschideri, o porțiune de cel puțin 30% din secțiunea armăturii întinse se duce până la reazeme; restul secțiunii armăturii variază pe lungimea deschiderii, în funcție de diagramele eforturilor normale longitudinale.

Micșorarea secțiunii armăturii nu se realizează prin oprirea barelor, ci prin înlocuirea celor cu diametru mare, cu barele de diametru mai mic: la înnădire, aceste bare trebue să fie sudate cu arc electric.

In zona comprimată a suprafeții armătura longitudinală se montează constructiv cu un diametru de 5—6 mm la interval de 20—25 cm; împreună cu armătura transversală care preia momentele transversale formează o rețea.

Dacă grosimea pânzei este mai mare de 9 cm, se recomandă să se prevadă o plasă dublă.

La pânzele continue, cu mai multe deschideri (fig. 320, *b*), armătura din partea superioară a pânzei, necesară pentru preluarea eforturilor unitare de întindere din dreptul reazemelor (diafragmelor), se determină cu ajutorul formulei:

$$F_a = \frac{Z\ k}{\sigma_c} \qquad (445)$$

în care Z este volumul diagramei eforturilor unitare de întindere la reazem.

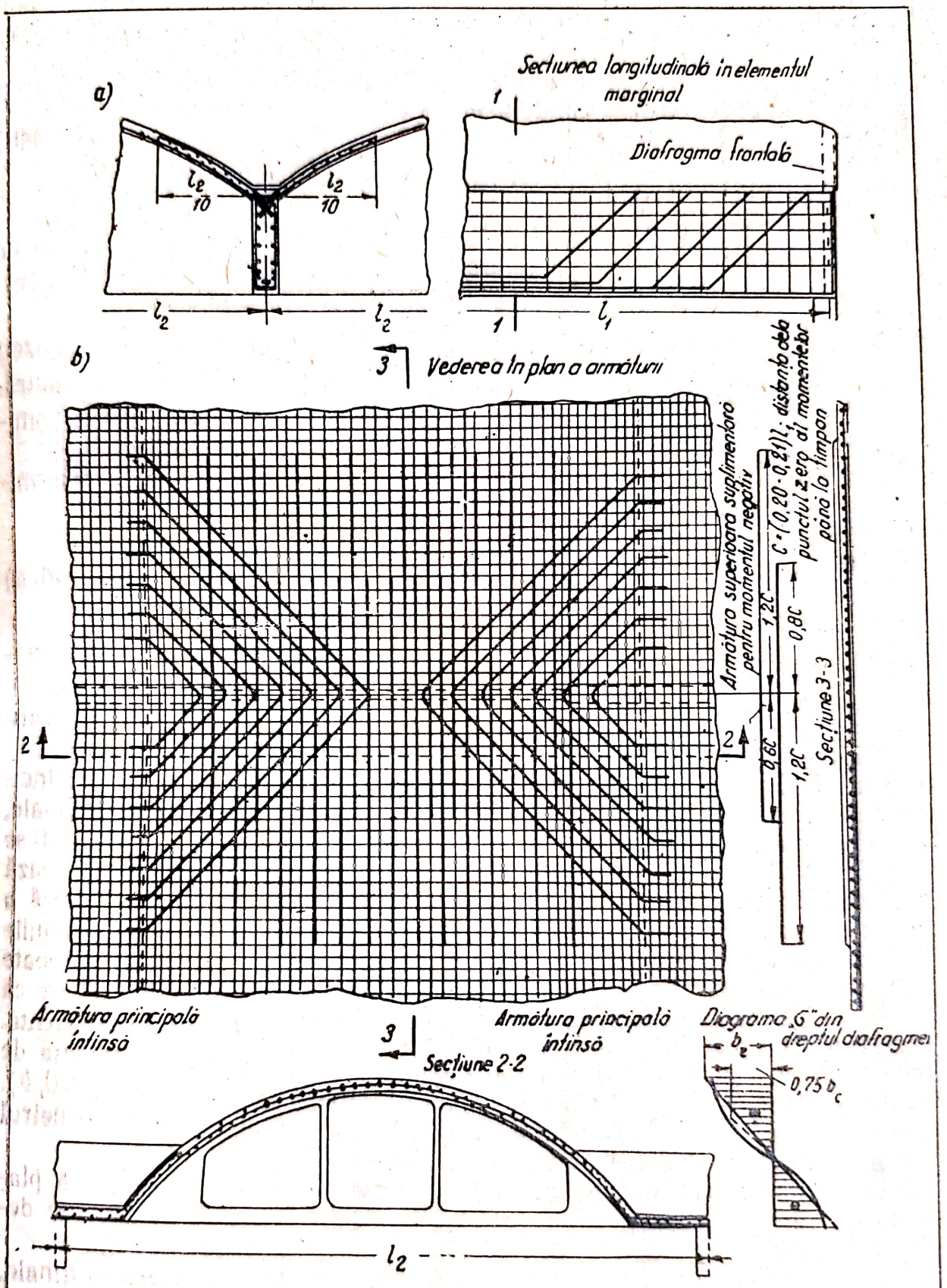


Fig. 320. Armarea pânzelor:
a — c — cu elementul marginal vertical; d — cu elementul marginal orizontal.

Armătura întinsă din dreptul reazemelor se repartizează în secțiunea transversală, după diagrama eforturilor unitare normale.

Dealungul pânzei, armătura întinsă din dreptul reazemelor se continuă, pe o distanță de 1,2 c, c fiind distanța dela reazim până la secțiunea de moment nul.

Eforturile unitare maxime de alunecare (tangențiale) și eforturile unitare principale de întindere, egale între ele ca mărime absolută în axa neutră se determină din formula:

$$\tau_x = \frac{Q_x Z_{max}}{2 h M_{max}}, \qquad (446)$$

în care Q_x este forța tăietoare în secțiunea transversală considerată;

Z_{max} — volumul diagramei eforturilor unitare de întindere sau de compresiune a unei deschideri, în secțiunea care corespunde momentului maxim pozitiv;

M_{max} — momentul maxim încovoietor pozitiv, în câmpul pânzei;

h — grosimea pânzei, în secțiunea considerată în axa neutră.

Coeficientul 2 dela numitor arată că eforturile sunt preluate concomitent de către două secțiuni așezate simetric.

La calculul pânzelor considerate ca o grindă, formula pentru determinarea eforturilor unitare de alunecare ia forma obișnuită:

$$\tau_x = \frac{Q_x S}{2 h I} \qquad (446, a)$$

Eforturile unitare maxime de alunecare, rezultate din calcul, nu trebue să depășească R_t pentru construcțiile la care apariția fisurilor poate avea o influență dăunătoare asupra armăturii și 1,5 R_t la acelea la care apariția fisurilor capilare nu este atât de periculoasă pentru armătură.

Eforturile unitare tangențiale de forfecare și eforturile unitare principale de întindere sunt preluate de o plasă formată din bare longitudinale, cu un diametru de 5—10 mm, și așezate la 15—20 cm. Calculul armăturii se face, în toate secțiunile, la eforturile unitare de întindere, care acționează sub un unghi de 45°; deaceea, armătura longitudinală și transversală a plasei se introduce în calcul cu coeficientul $0{,}5 = \cos^2 45°$. Dacă secțiunile armăturii longitudinale și transversale ale plasei sunt egale, se poate introduce în calcul numai armătura transversală, care se calculează ca pentru etrierii obișnuiți. In locurile unde plasa existentă nu este suficientă. se prevede suplimentar o armătură ridicată sub un unghi de 45° față de generatoare, sau plasa se întărește cu bare suplimentare (fig. 320, *b*). Pentru armătura ridicată, se recomandă să se utilizeze bare cu diametrul de 6—12 mm.

Momentele transversale sunt preluate de armătura transversală a plasei; secțiunea armăturii necesare preluării momentelor transversale, se determină ca și la plăci.

In locurile în care pânzele vin în contact cu elementele marginale, pentru preluarea momentelor negative, se prevede o armătură suplimentară transversală superioară (fig. 320), care se leagă de armătura longitudinală.

Scanned with OKEN Scanner

Această armătură este formată din bare așezate la 10—20 cm și având diametrul de 6—10 mm.

La calculul deschiderilor intermediare ale pânzelor considerate grinzi, armătura transversală care preia momentele transversale se prevede constructiv, din bare cu diametrul de 6—8 mm, așezate la 12—16 cm.

Timpanele suprafețelor autoportante lungi. Incărcarea timpanelor este dată de presiunea dela reazem a pânzei, transmisă prin forțele S (fig. 321), tangente la suprafața mediană a pânzei și egale ca mărime cu eforturile tangențiale din pânză, la reazem. Deaceea, determinarea încărcării asupra timpanelor se reduce la calculul forțelor tangențiale, în locurile unde pânzele vin în contact cu timpanele.

Distribuția forțelor tangențiale, care se transmit dela placă asupra timpanelor, se ia considerând că pânza lucrează, pe direcția longitudinală, ca o grindă.

Această ipoteză este condiționată de următorul fapt: în undele intermediare, pentru care eforturile unitare normale diferă puțin de diagrama obținută pentru o grindă, distribuția eforturilor unitare tangențiale, determinate ca pentru o grindă, este deasemenea apropiată de realitate. In undele marginale, diagrama reală a eforturilor unitare normale diferă mai mult de cea a grinzii, însă această abatere influențează într'o măsură mai mică forțele tangențiale și, în afară de aceasta, calculul făcut este acoperitor; deaceea și deschiderile marginale ale timpanului se calculează analog cu deschiderile intermediare.

Incărcările asupra timpanelor intermediare sunt formate din presiunile dela reazem ale celor două deschideri ale pânzei, alăturate timpanului.

Calculul static al timpanelor se reduce la determinarea eforturilor M, N și Q, care apar în timpan din cauza acțiunii încărcării tangențiale S.

Secțiunea timpanului se calculează la întindere excentrică.

Suprafețe (pânze) autoportante cu nervuri. Pânzele autoportante cu nervuri și o singură deschidere de boltă sau pânzele marginale ale pânzelor cu mai multe deschideri de boltă, se calculează pe direcția longitudinală ca grinzi cu o secțiune *sub formă de jghiab,* dacă înălțimea nervurilor este de cel puțin $1/25\ l_2$.

La pânzele cu nervuri, distanța dintre nervuri se ia deobicei de 2—3 m. Grosimea și înălțimea nervurilor se determină pe baza momentelor transversale. Nervurile se armează cu armătură dublă superioară și inferioară, care preia momentele transversale, și cu etrieri.

Insăși pânza (între nervuri) se armează constructiv cu o plasă din bare, cu diametrul de 5—6 mm, așezate la 15—20 cm; pentru preluarea eforturilor unitare tangențiale, înafara plasei, se ține seamă și de armătura principală a nervurilor.

Suprafețele autoportante prismatice. Secțiunile, elementele și armătura se calculează la eforturile longitudinale normale T_1, la momentele încovoietoare transversale G_2 și la eforturile tangențiale S.

Grosimea fețelor (plăcilor) se stabilește pe baza momentelor transversale și se verifică la alunecare. Eforturile tangențiale (dealungul fețelor) nu trebue să fie mai mari decât cele indicate mai sus.

Scanned with OKEN Scanner

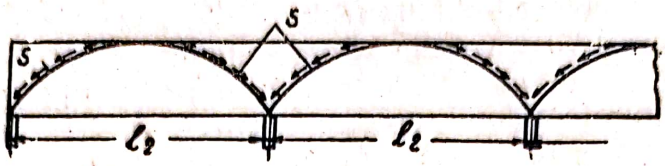


Fig. 321. Schema acțiunii eforturilor asupra timpanului

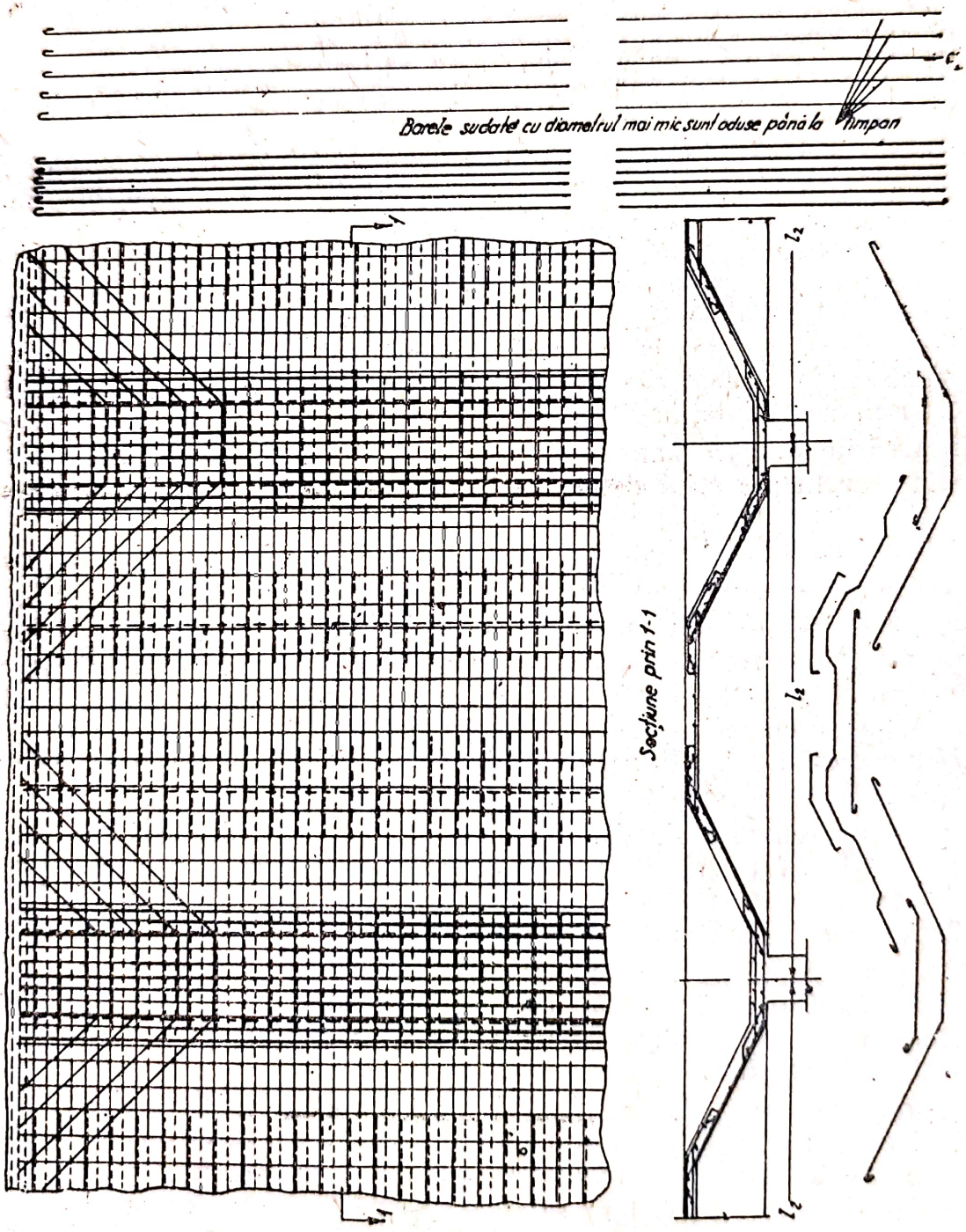


Fig. 322. Armarea acoperișului prismatic

Armătura transversală a fețelor se determină ținându-se seamă de momentele transversale și se alcătuește ca și la plăci continue cu mai multe deschideri (fig. 322).

Armătura întinsă și armătura care preia eforturile unitare tangențiale, se calculează și se alcătuește la fel ca la pânzele lungi.

2. Suprafețe scurte

a) *Rezultatele cercetărilor experimentale*

Pentru a studia în detaliu comportarea suprafețelor (pânzelor) scurte, s'au efectuat în 1934 la Institutul TNIPS diverse încercări asupra acestor pânze, alegându-se două tipuri: continue (fără goluri la partea superioară) și cu goluri pentru luminator[1]).

Modelul experimental al pânzei scurte, la scara de $^1/_3$ din mărimea naturală, avea următoarele dimensiuni: deschiderea cadrelor de reazem $l_2 = 6$ m, distanța dintre axele cadrelor, $l_1 = 3$ m; grosimea plăcii $h = 2$ cm; secțiunea arcului cadrului $= 12 \times 20$ cm; secțiunea grinzii marginale $= 8 \times 30$ cm. Axa plăcii și a arcului aveau raza de 6,5 m, iar săgeata arcului $f = {}^1/_8\ l_2$. Armătura plăcii consta dintr'o plasă de sârmă cu diametrul de 2 mm; armătura grinzii cadrului și a tirantului a fost întărită față de armătura rezultată din calcul, pentru ca la încercări ruperea construcției să nu se producă din cauza cedării acestor elemente.

Ca și la suprafețele lungi, grosimea redusă a plăcii boltite condiționează transmiterea încărcărilor de pe placă asupra arcelor, aproape exclusiv prin forțele tangențiale S, orientate paralel cu axa arcului, în secțiunea plăcii unde aceasta vine în contact cu arcul. Numai 4—5% din toată încărcarea se transmite arcului prin forțele transversale provocate de momentul G_1 și care acționează dealungul normalei la axa arcului. Din cauza acestor condiții speciale de transmitere a încărcăturii asupra arcului, comportarea reală a acestuia diferă foarte mult de comportarea obișnuită a arcelor, la sarcini verticale.

Sub acțiunea forțelor tangențiale aplicate la arce, secțiunile dela mijloc ale acestora (la cheie) pot fi supuse la întindere. Din această cauză, valoarea împingerii orizontale din tirant se modifică, într'o oarecare măsură, în comparație cu calculul obișnuit la sarcini verticale. Toată forța de compresiune care echilibrează împingerea orizontală, precum și forța de întindere la cheia arcului sunt concentrate în placă.

O astfel de repartiție a eforturilor interioare dovedește că acest sistem lucrează în spațiu, fapt condiționat de conlucrarea plăcii cilindrice legate monolitic de arcul cadrului.

In figura 323 sunt reprezentate diagramele comparative. In figura 323, *a*, sunt arătate forțele longitudinale, calculate în ipoteza că sarcina se transmite asupra cadrului sub forma unei sarcini verticale uniform distribuite, iar în partea dreaptă a figurii sunt date momentele încovoietoare din axul cadrului, sub acțiunea aceleiași încărcări. In figura 323, *b*, sunt repre-

[1]) *A. I. Scepotiev:* Cercetarea experimentală a pânzelor scurte, din „Proiect și Standard" Nr. 6 și 7, 1935.

zentate diagramele respective ale forţelor longitudinale şi ale momentelor, măsurate în cursul încercărilor.

Comparând diagramele, se poate constata o mare diferenţă între forţele longitudinale, măsurate în timpul încercării şi cele rezultate din calculul la sarcini verticale. De aci reiese că este greşit calculul cadrelor (arcelor) suprafeţelor scurte, efectuat în ipoteza că, asupra lor acţionează sarcini verticale.

Incercarea unei suprafeţe scurte, prevăzută cu *luminator*, a arătat că valorile forţelor principale interioare, în secţiunea arcului (cadrului) diferă puţin, la mijlocul deschiderii, de valorile teoretice calculate în ipoteza că arcul este încărcat cu o sarcină verticală uniform distribuită. In acest caz, indiciile cele mai importante că sistemul suprafeţei scurte şi al arcului lucrează în spaţiu şi anume: comprimarea plăcii, întinderea arcului, micşorarea împingerii orizontale, sunt în general anihilate din cauza existenţei golului prevăzut pentru luminator. In părţile marginale ale construcţiei, despărţite prin luminator, se menţine conlucrarea în spaţiu a plăcii şi a arcului; cu toate acestea, mărimile eforturilor principale — a împingerii, a forţei normale şi a momentelor la cheie — rămân apropiate de cele teoretice, în ipoteza sarcinilor verticale.

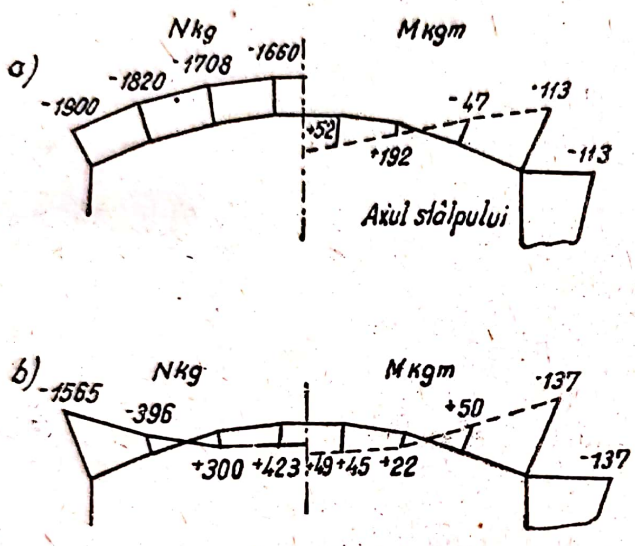


Fig. 323. Diagrama eforturilor în timpanul pânzei

Incercarea modelului (de aceleaşi dimensiuni ca pentru pânza fără goluri) a arătat o rezistenţă mai mică a acestuia, şi anume a rezultat că raportul dintre sarcina de rupere şi cea de calcul este de 1,9 faţă de 2,13, obţinut la modelul cu pânza fără goluri.

b) *Calcul şi alcătuire*

Pe baza datelor experimentale s'au stabilit următoarele principii fundamentale de calcul şi alcătuire a suprafeţelor scurte. Calculul se împarte în două părţi: a) calculul plăcii şi al elementelor marginale şi b) calculul timpanelor.

Placa şi elementele marginale. Intrucât eforturile unitare în placa boltită sunt, în general, neînsemnate, pentru acoperişurile cu deschideri obişnuite ($l_1 = 6—12$ m, şi $l_2 = 18—30$ m) şi în cazul unei săgeţi de cel puţin $^1/_7\, l_2$, *grosimea plăcii* se poate lua fără niciun *calcul*, orientându-ne după datele din tabela 37.

Tabela este întocmită pentru un beton cu marca 110—140, presupunându-se o încărcare provenită din greutatea proprie, zăpadă şi stratul izolator.

Tabela 37

Grosimea plăcii la pânzele scurte

Distanța dintre arce l_1, în m	6	7	8	9	10	11	12
Grosimea plăcii h în cm	5—6	6	7	7—8	8	9	10

Deasemenea, armătura plăcii se prevede constructiv, sub forma unei plase dreptunghiulare, din bare cu diametrul între 5 și 6 mm și așezate la 12—16 cm. Procentul de armare a plăcii nu trebue să se ia sub 0,3—0,4%.

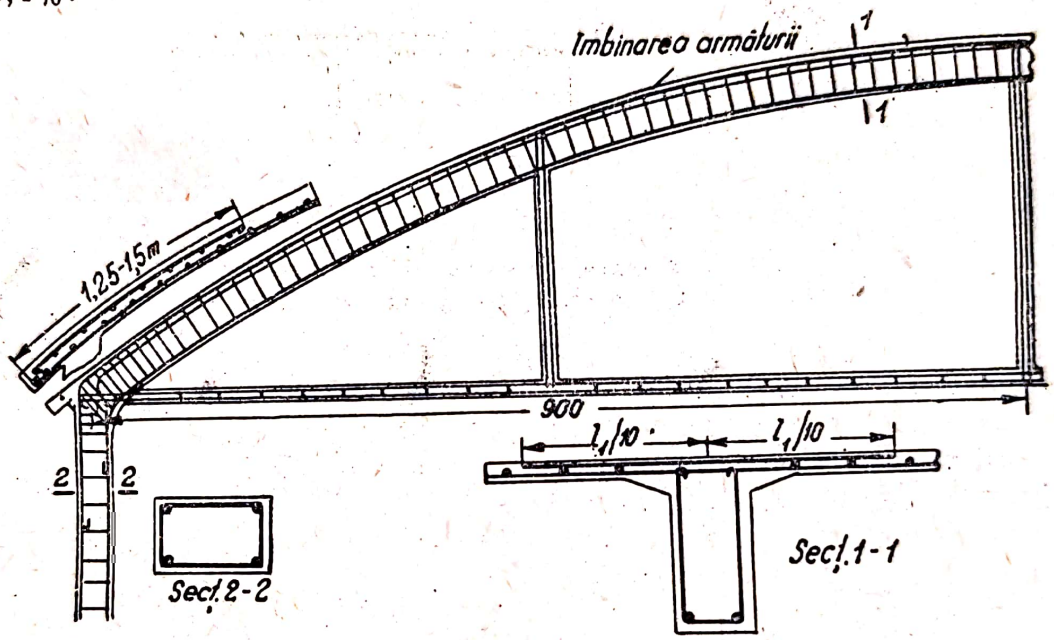


Fig. 324. Armarea pânzei scurte și a timpanului, cu bare suplimentare

In dreptul timpanelor și la contactul cu elementele marginale, se prevede pentru preluarea eventualelor eforturi de întindere, o armătură superioară suplimentară, având deasemenea diametrul de 5—6 mm, și care se continuă, în ambele părți ale timpanelor pe o distanță de 0,1 l_1, iar dela elementele marginale, pe o distanță de 1,25—1,50 m (fig. 324). Prin aceasta se asigură încastrarea plăcii în timpan și în elementele marginale.

In figura 325 este reprezentată armarea pânzelor scurte, prin desfășurarea unor suluri de plase cu ochiuri pătrate, pe direcția arcului boltii: în ambele sensuri înnădirea plaselor se face prin înnădiri de rezistență. La elementele marginale și în dreptul arcelor, plasele suplimentare superioare se desfășoară pe direcția generatoarei. Înălțimea elementelor marginale, care încadrează marginea pânzei, se ia de cel puțin $^1/_{15}$ l_1, iar lățimea, între $^1/_5$ și $^2/_5$ din înălțime.

La bolțile (suprafețele) pleoștite ($f = {}^1/_6—{}^1/_8\ l_2$) cu elemente marginale îndreptate în jos se poate considera că marginea pânzei are o rigiditate orizontală suficientă, întrucât partea din placa ce vine în contact cu elementul marginal, care lucrează împreună cu el, rezistă singură la deplasarea orizontală.

Calculul folosit mai înainte şi prin care elementul marginal al unei pânze cu mai multe deschideri este considerat ca grindă continuă independentă, nu este corect, deoarece nu ţine deloc seamă de conlucrarea plăcii cu elementul marginal. După cum rezultă din calculele pânzelor

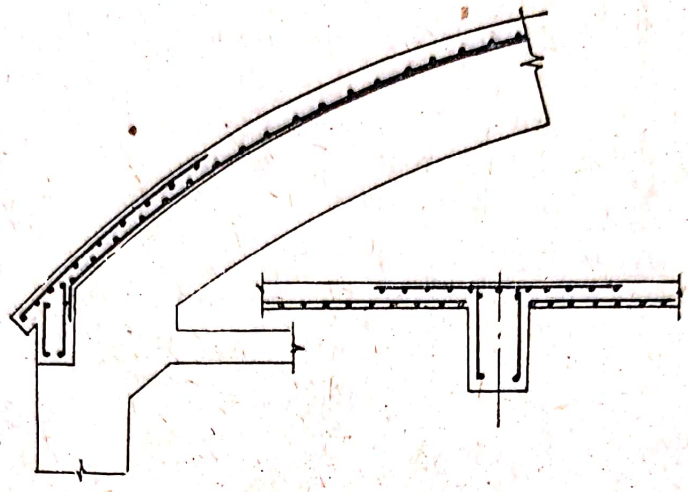


Fig. 325. Armarea suprafeţei autoportante cilindrice scurte, cu plase şi carcase sudate

scurte în care s'a ţinut seamă de momentele transversale şi din încercările făcute asupra acestor pânze, braţul cuplului interior al eforturilor limită (în cazul tuturor dimensiunilor practic posibile ale pânzelor scurte) variază între limitele de 0,5—0,6 din mărimea $(f + a_m)$, în care a_m este înălţimea elementului marginal. Prin urmare, efortul de întindere, într'un element marginal este.

$$Z = \frac{M}{z} = \frac{q \cdot l_2 \; l_1^2}{8 \cdot 2 \cdot 0{,}55 \;\; (f + a_m)} \approx \frac{q \;\; l_2 \;\; l_1^2}{9 \; (f + a_m)}, \qquad (447)$$

în care q este încărcarea echivalentă pe 1 m² de proiecţie orizontală a bolţii, ţinându-se seamă de greutatea elementelor marginale.

Secţiunea armăturii necesare pentru preluarea eforturilor unitare de întindere — care apar în elementele marginale ale unei pânze cu o singură deschidere longitudinală şi o singură deschidere le boltă — se determină din formula:

$$F_a = \frac{q \;\; l_2 \;\; l_1^2 \, k}{9 \;\; (f + a_m) \;\; \sigma_0} \qquad (448)$$

In deschiderile intermediare ale pânzei cu o singură deschidere de boltă şi cu mai multe deschideri longitudinale, secţiunea armăturii în elementele marginale, se reduce la jumătate.

In pânzele cu mai multe deschideri de boltă, secţiunea armăturii în elementele marginale se măreşte corespunzător cu creşterea încărcării.

Deoarece eforturile unitare tangenţiale sunt mici, nu se prevăd bare ridicate în elementele marginale: etrierii se aşează constructiv, la distanţe de 30—35 cm.

Scanned with OKEN Scanner

Timpanele pânzelor scurte. După cum au arătat experiențele, calculul timpanelor (al arcelor) la sarcina verticală, duce la o distribuție a eforturilor în arce, care diferă de cea reală (fig. 323), iar împingerea rezultă cu 15—20% mai mare.

Pentru calculul timpanelor la pânze scurte, în cazul sarcinilor distribuite pe toată suprafața (greutatea proprie, strat termoizolator, zăpadă), se recomandă următoarea metodă:

Secțiunea timpanului se ia în T (fig. 326); talpa (placa) lui este placa boltită, care, după cum au arătat cercetările, participă în întregime la lucru. In pânză cu mai multe deschideri, lățimea tălpii se ia egală cu distanța dintre timpane (l_1)..

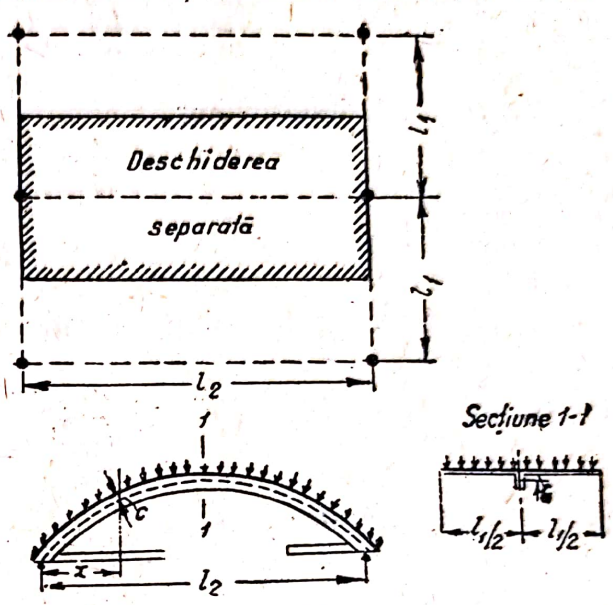


Fig. 326.

In timpanele fără împingere orizontală, separate în acest fel (tiranții arcelor sunt tăiați imaginar) și prevăzute cu plăci care vin în contact cu ele, se determină eforturile ca pentru o grindă curbilinie, aflată sub acțiunea sarcinii verticale totale, ce provine din greutatea proprie a arcului, a plăcii și a zăpezii. Intrucât experiențele au dovedit însă că o astfel de încărcare nu corespunde solicitării reale a arcului și a pânzei scurte, trebue să se țină seamă și de influența de descărcare a pânzei.

Se știe că pânza este comprimată pe direcția transversală. Efortul maxim transversal de compresiune la cheie se poate lua destul de exact, folosindu-se teoria fără considerarea momentelor din formula (430):

$$T_2 = -q\ r,$$

în care q — este încărcarea verticală pe 1 m² de proiecție a pânzei;

r — raza de curbură a pânzei.

Pentru timpanele marginale aceasta dă, pe lățimea semideschiderii pânzei, o forță $N = \frac{q\ r\ l_1}{2}$, iar pentru pânzele intermediare, $N = q\ r\ l_1$.

Intrucât elementele marginale drepte nu pot prelua eforturile T_2, eforturile de compresiune transversală în pânză se micșorează treptat, descrescând dela valoarea maximă obținută la cheie și până la zero, în dreptul elementelor marginale. Legea acestei variații nu este cunoscută, dar pe baza măsurătorilor efectuate într'o pânză experimentală, se poate considera că variația se face după o parabolă de gradul II[1]):

$$y = \frac{4f}{l_2^2}\ x\ (l_2 - x).$$

[1]) După propunerea profesorului A. A. Gvozdev.

Compresiunii transversale a pânzei cilindrice, care variază după legea indicată, îi corespund eforturile de întindere, adică eforturile de descărcare din timpan, egale ca mărime absolută, care acționează dealungul tangentei la curba mediană a pânzei. Aceste eforturi vor fi deci:

în timpanele marginale

$$\bar{N}_x = \frac{2\,q\,r\,l_1}{l_2^2}\,x\,(l_2 - x)\,; \tag{449}$$

în timpanul intermediar

$$\bar{N}_x = \frac{4\,q\,r\,l_1}{l_2^2}\,x\,(l_2 - x) \tag{450}$$

în care x este distanța pe orizontală, dela secțiunea longitudinală considerată a pânzei, până la unul din elementele marginale.

In acest fel, pentru timpanele în arc:

$$\left.\begin{aligned} M_x &= M_x^0 - \bar{N}_x\,c_x; \\ Q_x &= Q_x^0; \\ N_x &= N_x^0 - \bar{N}_x, \end{aligned}\right\} \tag{451}$$

în care M_x^0, Q_x^0 și N_x^0 sunt momentul încovoietor, forța tăietoare și forța axială, determinate din încărcarea totală verticală, în axa arcului;

$\bar{N}_x$ este forța longitudinală de descărcare;

c — distanța dela axa arcului, până la suprafața mediană.

Mărimea c se ia pozitivă, atunci când pânza este așezată mai sus decât axa timpanului (arcului) și negativă, în caz contrariu. Deaceea, la astfel de acoperișuri este avantajos întotdeauna ca arcele să se așeze sub pânză. Dacă arcele se așează sub pânză, forțele $\bar{N}_x$ vor încărca, suplimentar, arcul.

Din formulele (449)—(451) rezultă că, în cazul unei sarcini uniform distribuite, diagrama lui M_x și diagrama lui M_x^0 sunt parabole, ceeace simplifică foarte mult calculul pentru determinarea lui H.

După ce se determină eforturile pentru diferitele deschideri ale timpanelor, în ipoteza că nu dau împingeri orizontale, se ține seamă de continuitatea sau de influența pe care o au tiranții arcelor, folosind metodele obișnuite de calcul ale sistemelor static nedeterminate. In acest caz, momentele de inerție ale timpanelor se calculează fără a se ține seamă de tălpile subțiri ale profilului T, iar eforturile provenite din necunoscutele suplimentare sunt preluate numai de secțiunea însăși a timpanelor.

In ce privește *calculul pânzei scurte prevăzută cu luminator*, pentru asigurarea rezistenței ei trebue să se respecte următoarele condiții:

a) săgeata plăcii fiecărei părți laterale a pânzei nu trebue să fie mai mică decât $^1/_{20}$ din deschiderea ei (coarda înclinată);

b) lungimea arcului părților laterale ale pânzei nu trebue să fie mai mică decât $\frac{l_2}{3}$ și nici mai mică decât l_1; în acest caz, grosimea plăcii se mărește cu 25%, față de grosimea plăcii la pânza fără goluri (tabela 37);

c) la executarea lucrărilor trebue să se dea o deosebită atenție asigurării pânzei, astfel cum a fost prevăzută în proiect.

Armătura plăcii se alcătuește la fel ca la o pânză fără luminator.

Dacă lățimea părților laterale rămase ale pânzei este mai mică decât $\frac{l_2}{3}$ sau mai mică decât l_1, acestea se calculează ca pânze lungi sau se înlocuesc cu un alt sistem.

Înălțimea elementelor marginale trebue să fie de cel puțin $^1/_{15}\, l_1$, iar a grinzilor de sub luminatoare de cel puțin $^1/_{12}\, l_1$.

La elementele marginale, armătura se determină ca la pânza fără luminatoare, cu deosebirea că, în locul lui l_2, din formula (448), se pune $l_2 - \frac{l_1}{2} - b$, adică:

$$F_a = \frac{q\left(l_2 - \frac{l_1}{2} - b\right) l_1^2\, k}{9\,(f + a_m)\,\sigma_c}, \qquad (448')$$

în care b este lățimea deschiderii luminatorului.

Armătura grinzii de sub luminator se determină în același fel ca pentru o grindă independentă, care se calculează la încărcarea din greutatea proprie, greutatea luminatorului și încărcarea unei fâșii de placă aferentă grinzii cu o lățime de $^1/_4\, l_1$.

Din armătura întinsă obținută pentru deschiderea grinzii de sub luminator, 75—80% se montează în grindă, iar restul de 25—20%, în pânză în locul de contact cu grinda de sub luminator.

Diafragmele (arcele) pânzelor scurte, prevăzute cu luminatoare, se calculează la sarcina verticală, dispusă pe pânză (o sarcină uniform distribuită pe $^1/_2$ din deschiderea plăcii și o sarcină concentrată, dată de grinda de sub luminator).

3. Acoperișuri din suprafețe autoportante cu 4 pante

a) Cercetări experimentale

In anul 1933 s'au experimentat la Institutul ȚNIPS acoperișuri din suprafețe autoportante cu 4 pante pentru a se putea studia modul lor de comportare, spre a se verifica metoda aproximativă de calcul, precum și pentru a se lămuri o serie de probleme de ordin constructiv[1]). Mai întâi au fost încercate acoperișurile cu 4 pante, prevăzute cu capiteluri, iar apoi, acoperișurile fără capiteluri; în ambele cazuri, acoperișurile aveau în proiecție orizontală forma de pătrat.

Pentru calculul acoperișurilor experimentale a fost folosită metoda aproximativă a lui V. I. Murașev, care constă în următoarele:

[1]) *M. S. Borișanschi* și *A. S. Scepotiev:* Cercetarea experimentală a învelitoarelor subțiri în spațiu, din „Proiect și Standard", Nr. 2, 1934.

a) cantitatea de armătură de bază, montată în partea orizontală inferioară, se determină pe baza momentului maxim din mijlocul deschiderii, dat de încărcarea continuă pe tot acoperișul:

$$M_1 = \frac{q\, l_2\, l_p^2}{8}, \qquad (452)$$

în care: q este încărcarea totală pe m² de acoperiș;
l_2 — distanța dintre axele stâlpilor;
l_p — deschiderea considerată în calcul, egală cu distanța dintre colțurile capitelului;

b) se consideră că brațul cuplului interior are o mărime egală cu distanța dintre centrul de greutate al armăturii principale întinse și mijlocul grosimii plăcii orizontale superioare, măsurată pe verticală;

c) mărimea momentelor locale în fețele (plăcile) acoperișului se determină în ipoteza că muchiile conlucrează ca la o placă continuă, rezemată rigid în locurile de frângere;

d) sarcina pentru determinarea momentelor locale în placa superioară, care lucrează pe 2 direcții, se ia egală cu $\frac{q}{2}$.

Incercarea ambelor acoperișuri cu 4 pante a confirmat că formula (452) este destul de bună pentru determinarea armăturii principale întinse.

Ambele acoperișuri s'au rupt, deoarece a fost atinsă în beton limita de rezistență la compresiune, în locurile unde acestea se reazemă pe stâlpi. In preajma momentului de rupere, eforturile unitare în armătura principală au atins, în ambele cazuri, limita de curgere, ceeace a corespuns exact eforturilor unitare calculate (pentru aceeași încărcare).

Din aceste încercări rezultă că locurile de rezemare ale acoperișului, pe capitelurile stâlpilor, sunt cele mai periculoase; în aceste locuri, dimensiunile plăcii trebue verificate prin calcul.

b) *Calcul și alcătuire*

Instrucțiunile Institutului ȚNIPS recomandă ca acoperișul cu 4 pante să se calculeze folosind metodele aproximative și împărțind calculul în

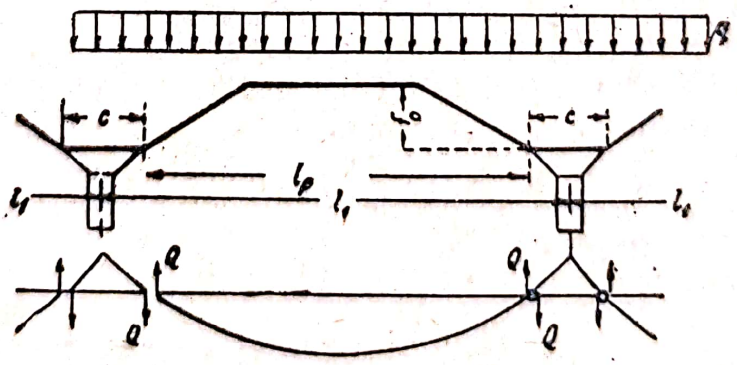


Fig. 327. Schema de calcul a acoperișului cu 4 pante

2 părți: calculul fețelor (al plăcilor) la încărcarea locală și calculul acoperișurilor cu 4 pante, considerate ca un tot (fig. 327).

Calculul plăcilor la încărcarea locală, pentru stabilirea momentelor încovoietoare în plăci se face ca și pentru o placă continuă cu mai multe deschideri, prevăzute cu reazeme în locurile de frângere. Totodată, se ține seamă de faptul că placa orizontală superioară lucrează pe 2 direcții, iar celelalte fețe, numai pe direcția transversală.

Pentru calcul, se separă pe ambele direcții fâșii, având lățimea egală cu unitatea. Pe baza momentelor rezultate din calcul, se determină grosimea plăcilor laterale și a celor orizontale inferioare precum și secțiunea armăturii; alcătuirea lor se face, ca și pentru plăcile obișnuite, ținându-se seamă de diagrama momentelor (fig. 328).

Calculul acoperișului cu 4 pante, considerat ca un tot — pentru a se determina armătura principală întinsă, care se montează la partea orizontală inferioară sau în elementele marginale —, se face pe ambele direcții, ca pentru o grindă liber rezemată pe capitelurile stâlpilor, ținându-se seamă de încărcarea totală în ambele direcții.

Dealungul liniei muchiilor inferioare, din cauza rigidității reduse a acestor secțiuni, se consideră că îmbinarea este articulată, ceeace are drept rezultat o schemă static determinată (fig. 327).

Dacă încărcarea este uniform distribuită, momentele maxime pe o direcție sau pe cealaltă se determină:

— pe direcția l_1, din formula:

$$M_1 = \frac{q\, l_2\, (l_1 - b_1)^2}{8};$$

— pe direcția l_2, din formula:

$$M_2 = \frac{q\, l_1\, (l_2 - b_2)^2}{8}, \qquad (453)$$

în care lățimea b este media aritmetică dintre lățimea plăcii inferioare orizontale și lățimea capitelului, pe direcția corespunzătoare.

Secțiunea armăturii principale întinse se determină din formula:

$$F_a = \frac{M\, k}{f_0\, \sigma_c}, \qquad (454)$$

în care: M este momentul încovoietor, calculat cu ajutorul formulelor (453);

f_0 — distanța dintre centrul plăcii superioare și al celei inferioare.

Din armătura rezultată, 80—90% se montează în plăcile inferioare, iar celelalte 20—10% în plăcile înclinate, la locul de contact cu placa inferioară. Intreaga armătură trece peste toată lungimea deschiderii și se încastrează în capitel (fig. 328). Secțiunea armăturii din dreptul capitelului nu trebue să fie mai mică decât secțiunea armăturii principale întinse din câmp.

Grosimea plăcilor orizontale inferioare trebue să fie suficientă pentru a permite așezarea în plăci a armăturii principale întinse și trebue să fie astfel aleasă, încât raportul dintre secțiunea armăturii principale întinse și secțiunea plăcii, să fie de cel mult $R_t/600$ — dacă apariția fisurilor în

Scanned with OKEN Scanner

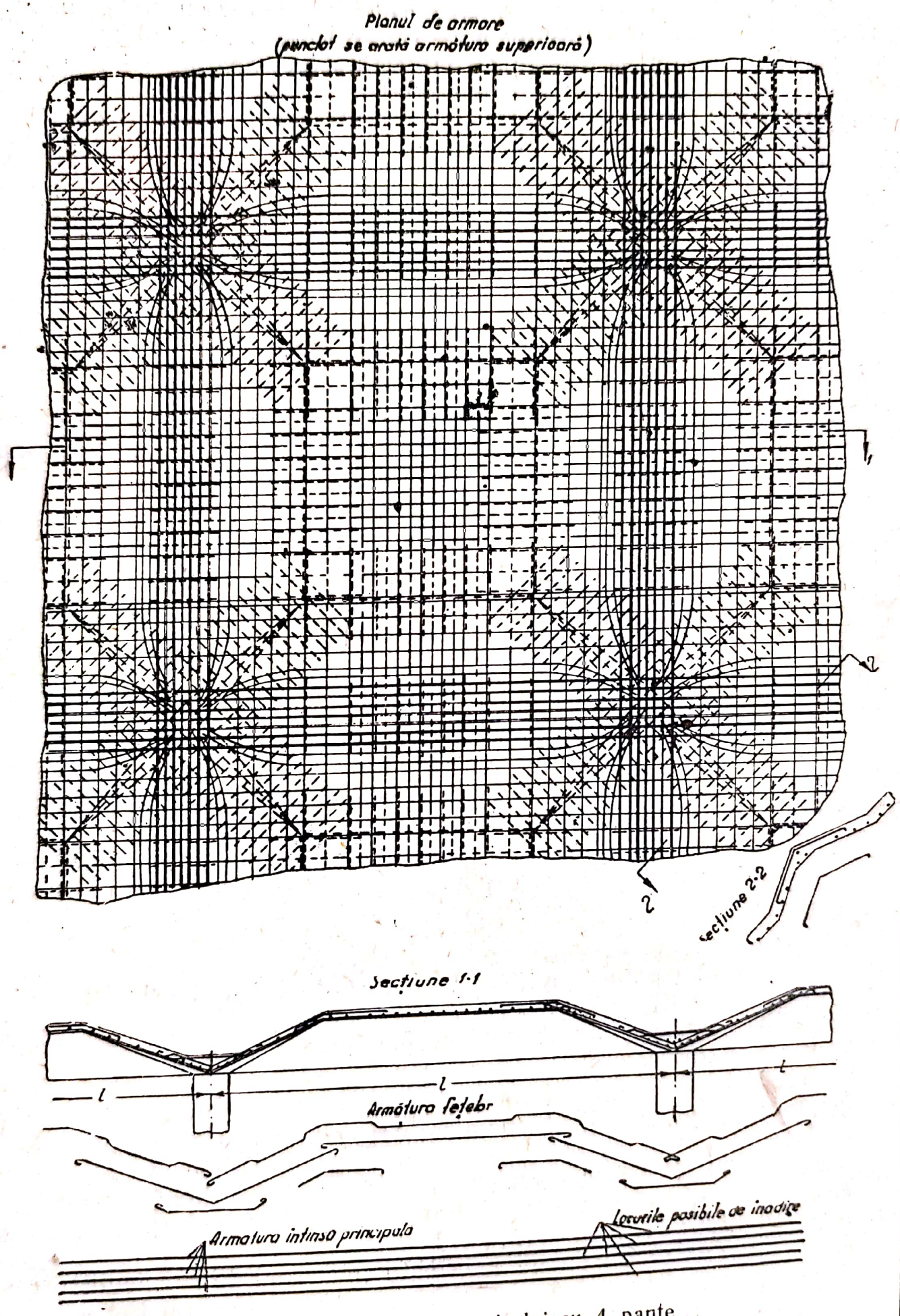


Fig. 328. Armarea acoperișului cu 4 pante

Scanned with OKEN Scanner

zona întinsă nu este admisibilă — și de cel mult $R_t/300$, dacă apariția fisurilor capilare nu este periculoasă, pentru armătura principală întinsă.

Coeficienții de armare $R_t/600$ și $R_t/300$ au fost obținuți din condiția ca eforturile longitudinale de întindere în beton (fără să se țină seamă de armătură) să nu depășească respectiv $2R_t$ și $4R_t$.

In adevăr:

$$2R_t F_b = \frac{\sigma_c}{k} F_a,$$

de unde, pentru $k = 2$:

$$\frac{F_a}{F_b} = \mu = \frac{4R_t}{2500} \approx \frac{R_t}{600}$$

La calculul grosimii plăcii superioare orizontale și al secțiunii armăturii în câmpul acesteia trebue să se țină seamă de forța de compresiune care este egală pe unitatea de lățime a plăcii cu:

$$N = \frac{M}{f_0\ a_3}; \qquad (455)$$

în care: — M și f_0 au aceleași semnificații, ca în formula (454);
— a_3 este lățimea plăcii superioare.

Grosimea plăcii superioare trebue să se ia de cel puțin $^1/_{50}$ din deschiderea ei minimă.

In sferturile deschiderilor plăcii care vin în contact cu muchiile secțiunea armăturii se ia de 2 ori mai mică decât în partea dela mijloc.

Secțiunea armăturii în plăci trebue să fie de cel puțin 0,2% din secțiunea betonului.

In locurile unde *colțurile acoperișurilor cu 4 pante* vin în contact cu capitelurile sau cu stâlpii, acestea lucrează la compresiune și se verifică cu ajutorul formulei:

$$\sigma = \frac{q\ l_1\ l_2}{4\omega\ \sin\alpha}, \qquad (456)$$

în care: α este unghiul de înclinare al muchiei dela colț, față de orizontală;
ω — secțiunea betonului în colțurile acoperișului cu 4 pante, perpendiculară pe muchia dela colț, care participă la preluarea compresiunii.

Expresia lui sin α, care intră în formula (456), este:

$$\sin\alpha = \frac{f_0}{\sqrt{2\ d^2 + f_0^2}},$$

în care d este proiecția orizontală a lățimii plăcilor (fețelor) înclinate.

La acoperișuri cu vute s'a obținut pe baza încercării acestor acoperișuri următoarea formulă pentru determinarea secțiunii:

$$\omega = 0{,}75\ (c - a_1)\ h_1 + \frac{h_1^2}{\sin\alpha}, \qquad (457)$$

în care: c este lățimea capitelului;

a_1 — lățimea plăcii orizontale inferioare, măsurată la partea ei inferioară;

h_1 — grosimea plăcii orizontale inferioare sau a elementului marginal.

Formula (457) a fost dedusă astfel, încât să dea valoarea minimă a secțiunii, care participă necondiționat la preluarea compresiunii.

§. 63. INDICII TEHNICO-ECONOMICI AI ACOPERIȘURILOR AUTOPORTANTE, IN FUNCȚIE DE INTREBUINȚAREA COFRAJELOR MOBILE

Pentru a scoate în evidență soluțiile optime, la clădirile industriale numai cu parter, executate cu cofraje mobile, s'au făcut la KTIS (Biroul de tipizare și industrializare a construcțiilor) încercări asupra pânzelor lungi și scurte, precum și asupra pânzelor în formă de dinți de fierăstrău (șed).[1])

Comparația pânzelor lungi cu cele scurte, în cazul unei rețele de stâlpi de 12 × 18 m, a arătat că aceste sisteme sunt practic echivalente în privința consumului de oțel. Totuși, pânzele scurte au anumite avantaje, atât în ce privește execuția, cât și în ce privește calitățile de exploatare. Pânzele scurte au o curbură mai mică, ceeace ușurează turnarea betonului; în același timp, se simplifică amenajarea diferitelor tipuri de instalații și de mijloace de transport suspendate.

Pânzele scurte cu timpane exterioare (fig. 305), deși permit o simplificare a folosirii cofrajelor mobile, totuși prezintă inconvenientul că diafragmele care se ridică deasupra plăcii complică betonarea și executarea învelitorii.

Pentru acoperișurile clădirilor fără luminatoare, cu o deschidere până la 18 m și o înălțime redusă (până la 6—7 m) s'a constatat că cele mai economice sunt pânzele scurte cu timpane în formă de arce.

In regiunile lipsite de zăpadă, atunci când este necesară iluminarea naturală, aceasta se poate realiza, introducând prismele de sticlă în placa pânzei, sau folosind pânze sub formă de dinți de fierăstrău (șed) după cum se vede în figura 301. In ceeace privește consumul de materiale și volumul de muncă necesar, acestea din urmă sunt mai puțin avantajoase decât pânzele scurte, fără luminatoare.

In tabela 38 se dau indicii tehnico-economici comparativi pentru pânze scurte și ședuri, raportați la metrul pătrat de suprafață de pardoseală.[2])

Pentru realizarea pânzelor scurte cu o deschidere a timpanelor de 12, 15 și 18 m, Biroul de studii KTIS a elaborat metode de executare a lucrărilor și construcția unui cofraj mobil de inventar, prevăzut cu o carcasă metalică (fig. 329).

---

[1]) *M. G. Costiucovschi* și *B. F. Vasiliev:* „Intrebuințarea cofrajelor mobile de inventar la executarea clădirilor industriale și acoperișuri de beton armat", Buletinul Tehnicei Construcțiilor, Nr. 19, 1948.

M. G. Costiucovschi: „Noi soluții tehnice pentru clădirile industriale cu parter", Industria Construcțiilor, Nr. 3, 1949.

[2]) *B. S. Uhov:* „Executarea suprafețelor autoportante de beton armat", Stroiizdat, 1950.

BIBLIOTECA CENTRALA REGIONALA IAȘI

Tabela 38

Indicii tehnico-economici ai pânzelor

Tipul de planșeu	Volumul de muncă în oameni-zile pentru 1 m²	Consumul de materiale pe m²			Costul relativ în %
		beton în m³	oțel în kg	material lemnos în m³	
Pânze scurte	0,40	0,14	20,8	0,018	100
Pânze șed	0,58	0,18	24,2	0,021	125

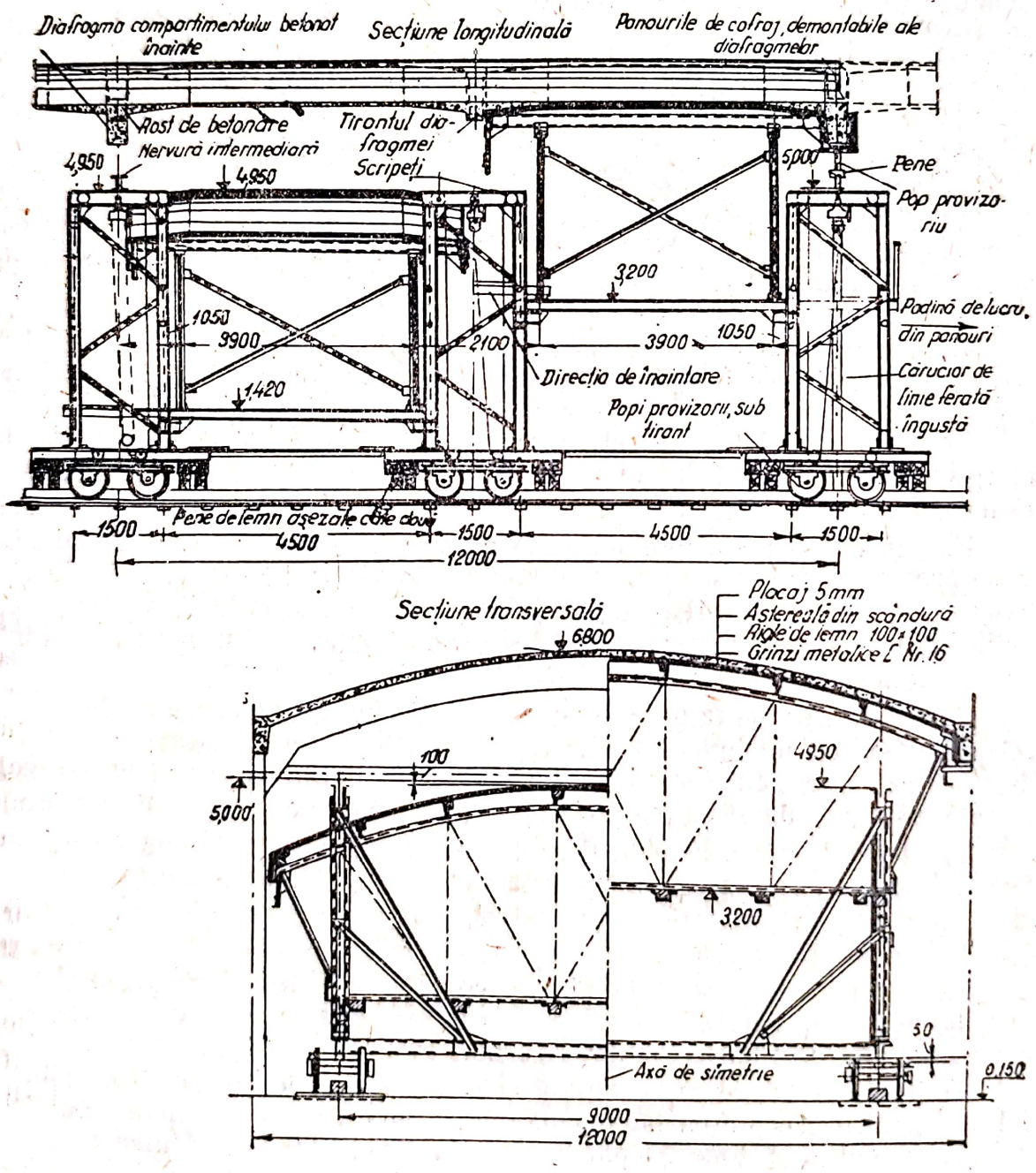


Fig. 329. Cofraj metalic mobil (eșafodaje) tip KTIS

Pentru a unifica elementele cofrajului, raza de curbură a pânzelor se ia egală (15 m) pentru toate cele trei deschideri, ceeace are drept consecință reducerea raportului f/l până la 1/9,6 în locul celor obișnuite de 1/6—1/7.

Fiecare bloc al părții rulante a cofrajului este format dintr'o grindă cu zăbrele inferioare orizontale, alcătuită din doi stâlpi cu zăbrele și din contravântuiri. Grinzile cu zăbrele orizontale se instalează pe cărucioarele vagonetelor de linie îngustă, cu ajutorul cărora cofrajul se deplasează pe șine.

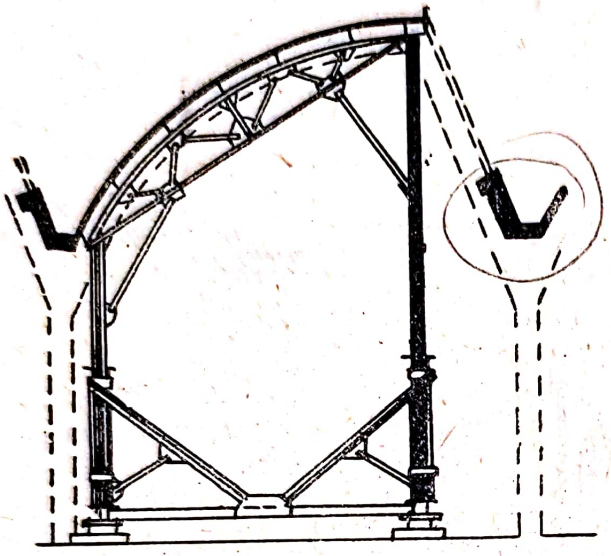


Fig. 330. Schema cofrajului mobil pentru executarea pânzelor în formă de dinți de fierăstrău

Fiecare bloc de cintre ridicătoare reprezintă o construcție în spațiu, formată din 2 elemente (montanți) de susținere a fermelor, două ferme, console și grinzi metalice, pe care se așează o astereală de lemn, din scândură de 25 mm iar, peste aceasta, placaj de 5 mm grosime.

Ridicarea fiecărui bloc al cintrelor se face cu ajutorul a patru palane de mână, suspendate de barele superioare de distanțare ale stâlpilor cu zăbrele.

Cofrajul pânzelor și al elementelor marginale, precum și panourile marginale interioare ale arcelor sunt fixate de carcasa părții ridicătoare și formează cu aceasta un tot.

Fundurile și panourile laterale exterioare ale arcelor sunt demontabile și se așează pe traverse sau pe montanți. Lucrările de montare și de demontare a panourilor precum și cele de montare a armăturii, se fac de pe platforme de lucru, amenajate pe consolele grinzilor, așezate pe tălpile inferioare ale fermelor.

La executarea pânzelor trebue să se întrebuințeze un beton de marca cel puțin 200, cu un ciment de marcă 400 sau 500, dozajul acestuia luându-se de 300—320 kg/m³. In aceste condițiuni, se poate obține după trei zile o rezistență a betonului de circa 80—90 kg/cm², iar construcția poate fi decofrată.

După cum arată calculele Biroului de studii KTIS, volumul de muncă necesar pentru executarea construcțiilor cu pânze cilindrice scurte și a construcțiilor cu ferme metalice este același, însă pentru cel dintâi e nevoie de 3,5 ori mai puțin oțel, iar costul lor este cu 30% mai redus.

Se pot cita o serie de exemple de acoperișuri de beton armat, la clădiri fără luminatoare, care s'au realizat în condițiuni avantajoase, folosindu-se cofraje mobile de tipul celor descrise mai sus.

In figura 330 este reprezentată schema eșafodajelor metalice mobile, folosite pentru executarea unor pânze, în formă de dinți de fierăstrău. In cofrajul mobil se betonează pânza propriu zisă și elementul marginal superior.

Scanned with OKEN Scanner

Stâlpii, montanții luminatorului și elementul marginal inferior se betonează în cofraje demontabile. Montanții luminatoarelor se execută mai avantajos din elemente prefabricate de beton armat.

In figura 331 este reprezentat un bloc de cofraj mobil, pentru acoperișuri cu dublă curbură (construcția acoperișului și a cofrajului este elaborată de Textilproect).

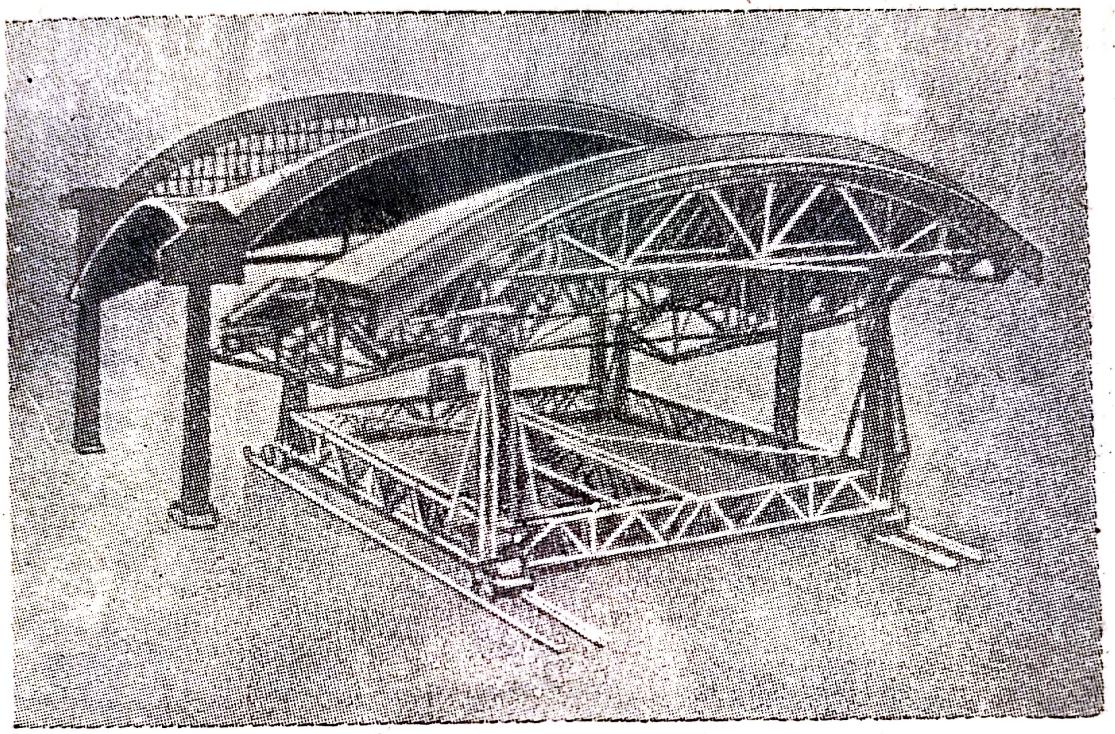


Fig. 331. Bloc de cofraj mobil, pentru pânze cu dublă curbură

Din examinarea sumară a cazurilor de folosire a pânzelor, la construcții industriale, nu trebue să se tragă concluzia că întotdeauna este recomandabil și avantajos să se execute numai pânze scurte și șed, cu deschiderile arătate, și pentru care se execută eșafodaje mobile.

Sunt cazuri când este mai rațional, din punct de vedere economic, să se întrebuințeze pânze de alte tipuri și cu deschideri mult mai mari. Se pot cita, ca exemplu, domeniul construcției de hangare, în care se întrebuințează pentru acoperișuri, toate tipurile de pânze, adică atât cele scurte (fig. 306), cât și cele lungi, netede și cu nervuri și chiar pânzele cu dublă curbură, care servesc la acoperirea unor hangare cu deschideri mari (60—90 m). Din calculele comparative se poate trage concluzia că, și în acest caz, unul dintre cele mai economice tipuri îl constitue pânzele scurte.

§ 64. CUPOLE

Cupolele reprezintă una dintre cele mai avantajoase forme constructive ale betonului armat. In comparație cu cupolele de zidărie, cele de beton se deosebesc prin greutatea lor redusă; datorită acestei calități, nu este necesar să se amenajeze reazeme prea grele sau fundații prea puternice, iar

împingerea orizontală poate fi preluată uşor, de către un inel de beton armat. Avantajul lor principal, faţă de cupolele metalice, îl constitue rezistenţa la foc.

Intrucât aceste cupole de beton armat lucrează în spaţiu, ele au o grosime redusă şi pot fi folosite pentru a acoperi deschideri foarte mari. S'au realizat cupole de beton armat cu deschiderea de peste 70 m, ceeace nu reprezintă, însă, o limită pentru aplicarea lor.

Din punct de vedere constructiv, cupolele de beton armat se pot împărţi în următoarele grupe principale:

1) cupole netede;
2) cupole cu nervuri;
3) cupole poliedrice sau poligonale (din pânze-bolţi).

1. Cupole netede

Cupolele netede sunt întrebuinţate de multă vreme — aproape dela apariţia betonului armat — însă numai la acoperişurile cu deschidere mică. Cupolele netede cu deschideri mari, a căror grosime a fost redusă mult, au început să fie executate numai de circa 30 de ani, când s'au precizat metodele pentru calculul lor şi s'au perfecţionat metodele de execuţie.

Suprafaţa netedă a cupolei, formată prin rotirea unei curbe oarecare (arc de cerc, de elipsă, de parabolă sau o curbă compusă) se prezintă sub forma unei plăci continue de beton armat, cu o curbură, care avea, datorită acestui fapt, o rezistenţă mare.

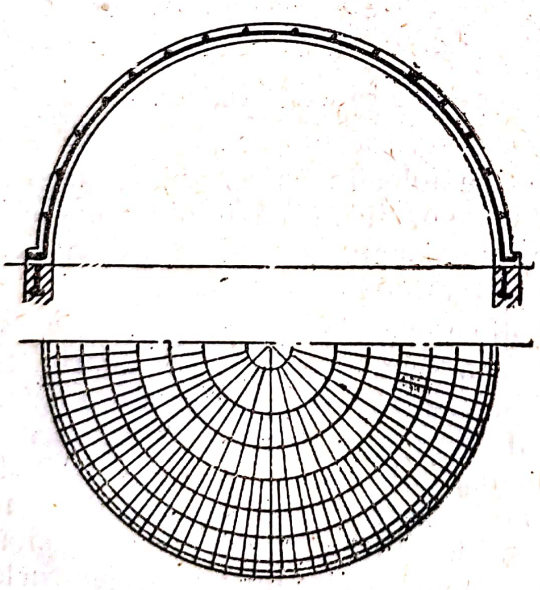


Fig. 332. Armarea cupolei netede

Armătura cupolei este formată din bare rotunde de rezistenţă (sau din profile laminate), care se aşează dealungul meridianelor şi cercurilor orizontale concentrice (fig. 332). Numărul barelor aşezate dealungul meridianelor se micşorează treptat, înspre vârf, în funcţie de micşorarea circumferinţei cupolei. Pentru grosimi mai mari de 8 cm, spre a se evita fisurile cauzate de contracţie şi de variaţiile de temperatură — se execută o plasă dublă de armătură.

Impingerea orizontală este preluată de armătura inelului de reazem.

Aceste cupole au fost întrebuinţate prima oară la deschideri care depăşeau foarte rar 20 m şi având o grosime de 8—12 cm şi mai mare.

Mai târziu, cercetările teoretice şi experimentale au arătat că deschiderile mari pot fi acoperite cu cupole foarte subţiri, deoarece, în cazul unui cerc de reazem solid, din cauza curburii duble, se produc în cupolă doar eforturi unitare neînsemnate. Grosimea limită este condiţionată însă de coeficientul de siguranţă necesar la pierderea stabilităţii.

Scanned with OKEN Scanner

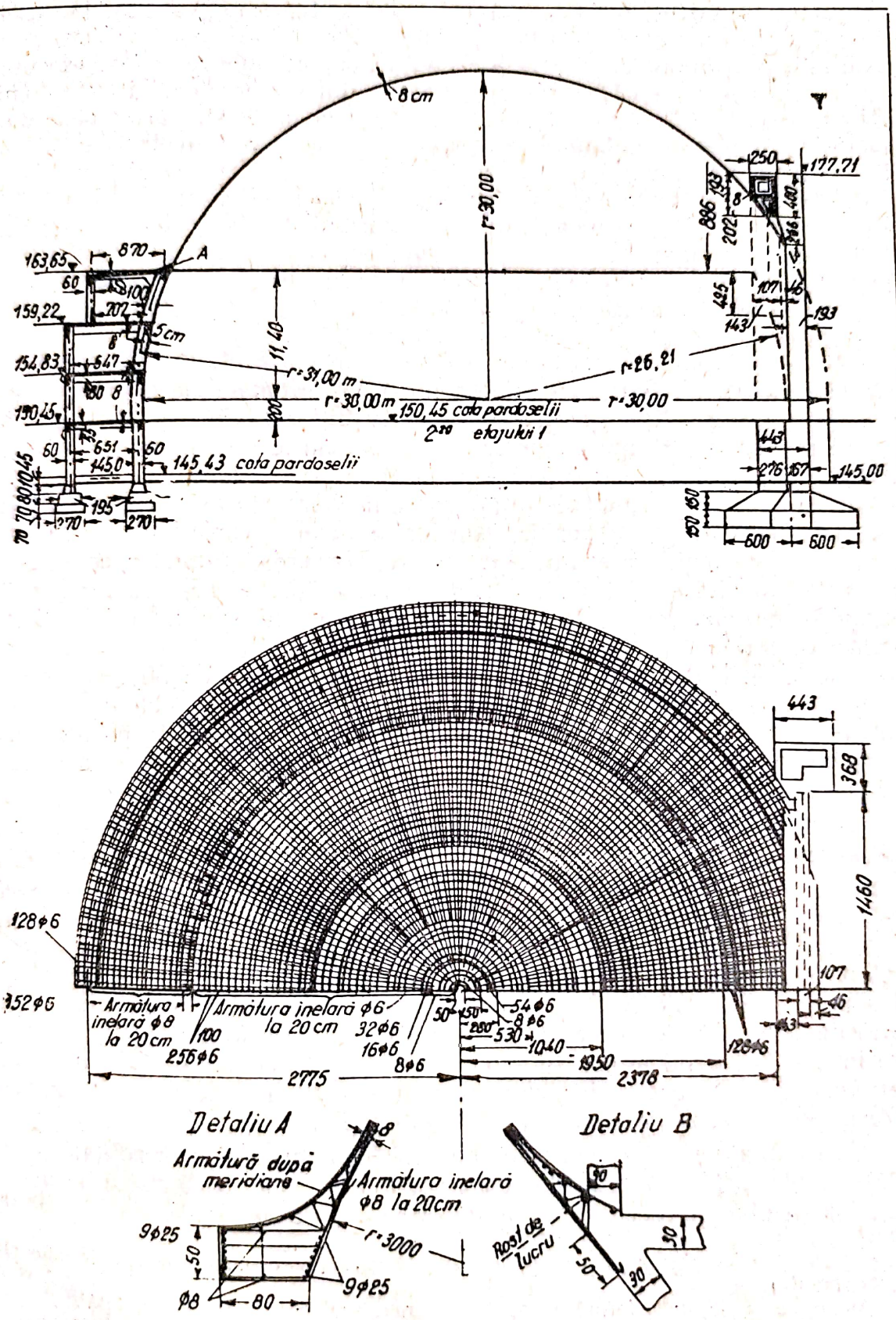


Fig. 333. Cupola teatrului din Novosibirsc

Se poate spune că toate avantajele betonului armat, utilizat la cupole, sunt folosite integral numai la cupolele netede, subțiri, a căror construcție este cea mai rațională. In U.R.S.S., prima cupolă subțire a fost executată la Moscova în anii 1928—1929, la construcția Observatorului astronomic. Diametrul cupolei este de 28 m, iar grosimea de 6 cm; armăturile după meridiane și cele circulare sunt formate din bare cu diametrul de 10 mm. Betonul a fost aplicat prin torcretare.

Un exemplu remarcabil îl constitue cupola sferică, cea mai mare din lume, executată în 1934 deasupra sălii teatrului din Novosibirsc (fig. 14 și 333). La bază diametrul cupolei este egal cu 55,5 m, iar săgeata de 18,6 m (circa $^1/_3$ *d*). Grosimea cupolei este de 8 cm; numai în dreptul cercului dela reazeme pânza este îngroșată pe o distanță de 2 m, după o curbă de racordare.

Caracterul îndrăznet al construcției cupolei rezultă din particularitățile ei constructive: cupola este absolut liber rezemată pe o grindă circulară, care leagă stâlpii interiori ai cadrelor din culoare, așezați radial, iar pe o lungime de 30 m (după coardă), cupola este intersectată de cutia scenei.

Deși eforturile principale în pânză sunt reduse (15—17 kg/cm²), totuși pentru a preîntâmpina apariția fisurilor din cauza variațiilor de temperatură și a contracției, precum și pentru repartizarea sarcinilor concentrate, armătura cupolei este formată din două plase identice, de câte 5 ∅ 6 mm pe m: în apropierea cercului de reazem, unde pânza este supusă la eforturi inelare de întindere, plasele sunt formate din 5 ∅ 8 mm.

Inelul de beton armat dela reazem, cu secțiunea de 50 × 80 cm, este armat atât la partea exterioară cât și la cea interioară, cu 9 ∅ 25 mm: înnădirile armăturii inelului sunt sudate și așezate decalat. In partea scenei, unde cupola este tăiată de portal, armătura inelului este încastrată în grinda cadrului portal.

Pentru asigurarea deplasării libere a pânzei, din cauza variațiilor de temperatură și a contracției betonului, se interpun între cercul de reazem și grinda circulară, două straturi de tablă zincată, unsă bine cu solidol[1]).

Merită o deosebită atenție construcția schelei folosite, care era formată dintr'un turn central și din ferme în formă de segment, cu deschiderea de 29,5 m, rezemate cu un capăt de turn, iar cu celălalt, pe perimetrul interior al sălii, pe schele, destinate pentru executarea culoarelor și a amfiteatrului. Datorită bazei rigide, executarea cofrajelor a fost foarte precisă, ceeace prezintă o deosebită importanță pentru cupolele cu astfel de dimensiuni neobișnuite, deoarece chiar abateri foarte mici dela forma prevăzută în proiect puteau provoca suprasolicitări în cupolă.

Betonarea s'a făcut prin torcretare, pe inele succesive orizontale: dozajul betonului a fost de aproximativ 1 : 3. Pentru izolarea termică a cupolei, s'au folosit plăci de beton spumos cu grosimea de 12 cm.

Intr'un mod oarecum diferit se desvolta construcția cupolelor netede în alte țări (în Germania).

Pentru a se obține o formă a cupolei cât mai exactă se întrebuința, întâi, o armătură specială de rezistență, în forma unei plase, cu articulații din platbande subțiri de

[1]) Amestec de grăsime și ceară (N. R.)

oţel. Barele şi îmbinările articulate dela noduri (fig. 334) se executau cu o precizie până la 1/20 mm, iar la cele mai mici abateri în lungimea diferitelor bare, montarea devenea imposibilă. De ambele părţi ale acestei plase se monta şi o armătură flexibilă; astfel, grosimea minimă a cupolei, inclusiv stratul de acoperire de circa 1 cm, era de cel puţin 6 cm.

Tendinţa de a micşora grosimea cupolei şi de a reduce costul ridicat al plaselor cu articulaţii a avut drept consecinţă că s'a modificat atât modul de alcătuire, cât şi metoda de execuţie a cupolelor subţiri. Plasele cu articulaţii au început să fie întrebuinţate numai ca element care înlocueşte cintrele. Pentru o mai mare rigiditate, se lua o plasă dublă. Pentru aceasta se legau între ele nodurile plaselor aşezate concentric două câte două, articulat cu ajutorul unor buloane. Pe suprafaţa acestor plase, cu o formă matematic exactă, erau aşezate, pe rigle, cofrajele (panouri de scândură, table metalice sau plăci de izolare), iar cupola propriu zisă era executată folosindu-se armătura flexibilă. După întărirea betonului, plasele erau îndepărtate şi puteau fi întrebuinţate din nou. Folosind această metodă, grosimea cupolei poate fi redusă până la

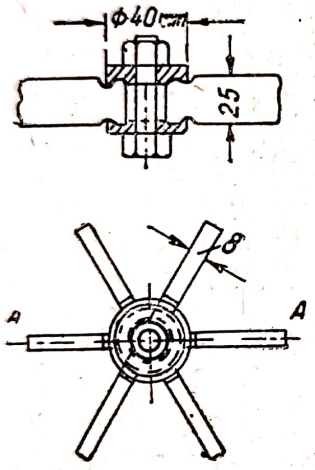


Fig. 334. Nodul plasei de articulaţie

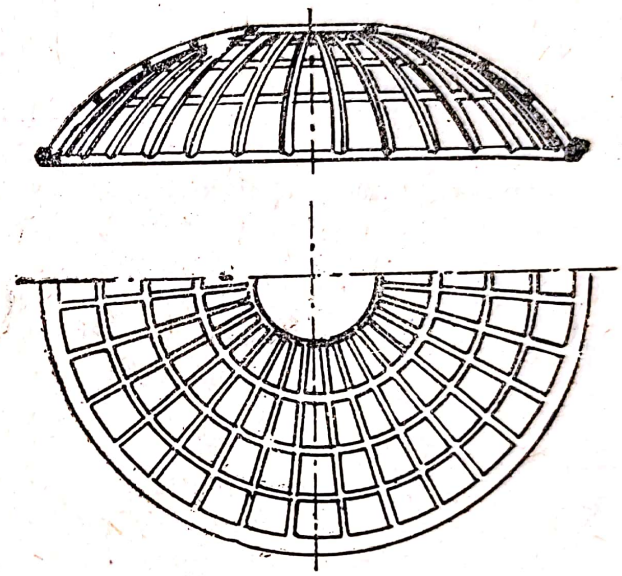


Fig. 335. Cupolă cu nervuri

4 cm. Totuşi, întrebuinţarea drept cofraje a unor astfel de plase articulate duble poate fi justificată, din punct de vedere economic, numai atunci când se execută mai multe cupole de acelaşi tip. Deaceea, adesea se folosesc cofrajele obişnuite fixe, împreună cu schele metalice sau de lemn.

2. Cupole cu nervuri

Cupolele cu nervuri sunt mai puţin indicate decât cele netede. Acestea pot fi preferate, din considerente arhitectonice, atunci când planul nu reprezintă un cerc sau când, din cauza sistemului de iluminare adoptat, suprafaţa cupolei trebue împărţită în panouri.

Cupolele cu nervuri sunt formate dintr'un sistem de nervuri aşezate pe meridiane şi nervuri inelare, armate cu bare rotunde sau fasonate, în funcţie de metoda de executare a lucrărilor şi de eforturile care acţionează în cupolă (fig. 335); nervurile sunt legate monolitic de placa subţire. Atunci când cupola are un diametru mic, nervurile se aşează, deobicei, numai pe meridiane.

La baza cupolei, nervurile sunt unite între ele prin inelul de rezemare, care preia împingerea orizontală. Adeseori, nervurile sunt unite printr'un inel și la vârf.

Ca și la pânzele cilindrice cu nervuri, și în cazul acesta, nervurile pot să se execute deasupra suprafeței exterioare, cât și dedesubtul suprafeței interioare a acoperișului.

Se pot da exemple de cupole cu nervuri, executate parțial din elemente prefabricate. In acest caz, nervurile se confecționează dinainte și se așează, apoi, la locul lor, folosind macarale și turnul de lemn, dispus în centrul cupolei. Greutatea unei nervuri atinge 10 t.

3. Cupole poligonale

Cupolele poligonale se realizează prin intersectarea mai multor pânze — bolți; avantajul lor, față de cele circulare, constă nu numai în forma arhitectonică mai bună, ci și în posibilitatea de a așeza reazemele la distanțe destul de mari, ceeace adeseori este necesar din cauza gabaritelor.

Dacă cupola se realizează prin intersecția a două pânze, se obține un plan pătrat sau dreptunghiular, încărcarea repartizându-se, în acest caz, la cele patru reazeme dela colțuri. Prin intersecția a trei pânze, se realizează o cupolă cu un plan hexagonal, iar prin intersecția a patru pânze, o cupolă cu un plan octogonal (fig. 336). Este posibil, desigur, să se execute și cupole cu un număr impar de unghiuri.

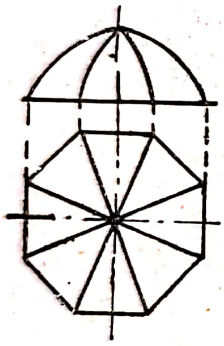


Fig. 336. Cupolă poligonală

Incărcările din pânză asupra muchiilor, rezultate din intersecția pânzelor învecinate, se transmit prin eforturi tangențiale. In cazul unei încărcări absolut simetrice, aceste muchii nu sunt supuse la încovoiere și, în ele acționează numai eforturi longitudinale. Dacă intervine însă și presiunea vântului atunci în muchii iau naștere și momente încovoietoare.

Astfel de cupole s'au întrebuințat, la planetarii, la acoperirea halelor mari comerciale, etc. Ele sunt mai economice, decât cele cu nervuri; greutatea lor este aproximativ de trei ori mai mică.

4. Calculul cupolelor de beton armat

A. CUPOLELE NETEDE

a) *Calculul pe baza teoriei, fără considerarea momentelor*

Primele cercetări teoretice cu privire la calculul cupolelor rotunde, supuse sarcinilor polar simetrice, datează din anul 1828. La baza calculului s'a luat ipoteza că eforturile unitare produse se repartizează uniform pe grosimea cupolei, astfel încât momentele încovoietoare și forțele tăietoare nu se iau în considerare; eforturile unitare se pot determina fără a recurge la ecuația de elasticitate, folosindu-se numai condiția de echilibru.

Scanned with OKEN Scanner

Conform acestei teorii, pânza cupolei, încărcată cu greutatea proprie și cu alte sarcini așezate simetric polar, este supusă: pe direcția meridianelor, la eforturi unitare de compresiune, pe direcția circulară în zona superioară, la eforturi unitare inelare de compresiune, iar în cea inferioară, la eforturi unitare inelare de compresiune sau de întindere, care reprezintă eforturile unitare principale ale pânzei.

Aceste ipoteze rămân valabile pentru nenumăratele cazuri când pânza cupolei este asigurată prin măsuri de ordin constructiv corespunzătoare, împotriva momentelor încovoietoare și cu condiția de a neglija momentele încovoietoare neînsemnate, care se produc în pânză din cauza micilor deformații elastice.

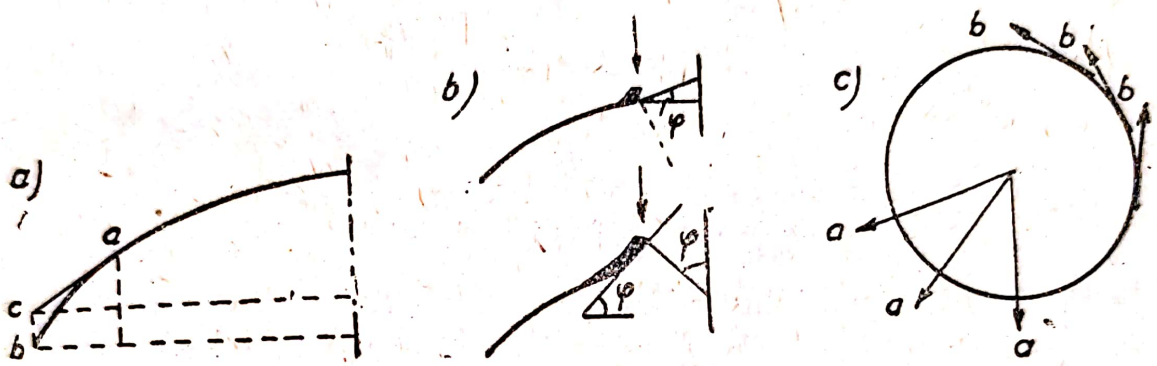


Fig. 337. Curbe de racordare și schema de rezemare a cupolei

Aceste măsuri constructive sunt următoarele (fig. 337):

1. Alegerea unei curbe de racordare corespunzătoare, care micșorează, în mod sensibil, efortul orizontal al cupolei și care are drept efect o reducere destul de însemnată a eforturilor de întindere din inelul de reazem. In cazul cupolelor mai puțin pleoștite, la care inelul de reazem se găsește mai jos decât rostul de trecere (unde efortul inelar se anulează), nu este necesară nicio curbă de racordare sau este necesară una foarte mică, în funcție de diferența redusă dintre eforturile unitare inelare la apropierea de inelul întins.

2. Prin utilizarea unei curbe de racordare la inelul superior (al luminatorului) se poate realiza, deasemenea, o trecere treptată dela eforturile unitare de compresiune mari din inelul luminatorului la eforturile inelare de compresiune mai mici din pânza cupolei.

3. Alcătuirea reazemelor cupolei trebue să admită o deplasare radială liberă și să asigure stabilitatea pe direcția tangențială la suprafața cupolei, pentru a rezista presiunii orizontale a vântului. După cum rezultă din cercetările teoretice, presiunea orizontală a vântului se transmite numai pe direcția tangențială la inelul de reazem. Deaceea, cupola trebue să fie așezată, fie pe reazeme speciale cu role, care se pot deplasa numai pe direcția radială, fie pe montanți care oscilează pe direcția radială.

In figura 337, *c* sunt indicate prin săgețile *a* deplasările posibile ale reazemelor sau ale montanților oscilanți, iar prin săgețile *b*, direcția rezistenței la forțele orizontale ale vântului. O astfel de rezemare a cupolei, care nu împiedică deformațiile provenite din comprimarea elastică, din variațiile de temperatură și din contracție, asigură lucrul static determinat sau fără momente al cupolei.

Determinarea eforturilor în cupolă pe baza teoriei fără considerarea momentelor se face în modul următor:

In cupolă se produc eforturile după meridian $T_1 = \sigma_1 h$ pe unitatea de lungime a inelului (fig. 338, *a*) și eforturile orizontale inelare $T_2 = \sigma_2 h$ pe unitatea de lungime a meridianului.

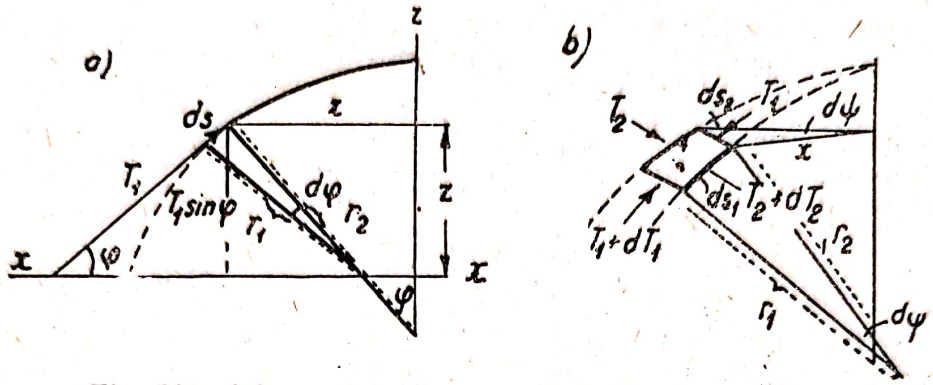


Fig. 338. Schema de acțiune a eforturilor în cupolă:
a — Secțiune după un meridian; b — element de cupolă.

Dacă P_x este suma tuturor forțelor verticale care acționează pe partea din cupolă, mai sus de secțiunea $z - z$ (dată prin unghiul φ), din echilibrul forțelor verticale va rezulta că:

$$P_x = 2\pi x T_1 \sin\varphi,$$

de unde

$$T_1 = \frac{P_x}{2\pi x \sin\varphi}, \qquad (458)$$

în care $x = r_2 \sin\varphi$

Impingerea orizontală în secțiunea $z - z$ este

$$H = P_x \operatorname{ctg}\varphi = T_1 \cdot 2\pi x \cdot \cos\varphi.$$

Această împingere orizontală variază odată cu unghiul φ. Variația împingerii orizontale H, dealungul arcului $ds = r_1 d\varphi$, dată de expresia

$$dH = d(P_x \operatorname{ctg}\varphi) = d(T_1 \cdot 2\pi x \cos\varphi),$$

este preluată de eforturile inelare din inelul ds. Inelul ds, în care acționează efortul inelar T_2, poate prelua, însă, o forță orizontală $T_2 ds\, 2\pi$. Deaceea, se poate scrie că:

$$dH = d(P_x \operatorname{ctg}\varphi) = d(T_1 \cdot 2\pi x \cos\varphi) = T_2\, ds \cdot 2\pi,$$

de unde

$$T_2 = \frac{d(P_x \operatorname{ctg}\varphi)}{2\pi\, ds} \qquad (459)$$

sau

$$T_2 = \frac{d(T_1 x \cos\varphi)}{ds}. \qquad (459')$$

Din condiția de echilibru a elementului cupolei se poate deduce relația foarte importantă dintre eforturile T_1 și T_2. Proiectând pe normala la su-

prafață eforturile interioare și sarcinile aplicate pe elementul cupolei (fig. 338, *b*), rezultă că:

$$T_1 ds_2 \, d\varphi + T_2 \, ds_1 \sin\varphi \, d\psi = Z \, ds_1 \, ds_2,$$

în care: $Z ds_1 ds_2$ este rezultanta forțelor exterioare;
$d\varphi$ — unghiul dintre forțele $T_1 \, ds_2$ și $(T_1 + dT_1) \, ds_2$;
$d\psi$ — unghiul dintre forțele $T_2 ds_1$ și $(T_2 + dT_2) \, ds_1$.

Creșterile $dT_1 ds_2$ și $dT_2 ds_1$ se neglijează ca fiind infiniți mici de ordinul 2.

Intrucât $ds_1 = r_1 d\varphi$ și $ds_2 = x d\psi = r_2 \sin\psi \, d\varphi$;

prin simplificarea ambilor membri ai egalității cu $d\varphi \, d\psi \sin\varphi$, se va obține:

$$T_1 r_2 + T_2 r_1 = Z r_1 r_2$$

sau:

$$\frac{T_1}{r_1} + \frac{T_2}{r_2} = Z. \qquad (460)$$

Cu ajutorul ecuațiilor (458) și (460) se pot determina analitic eforturile pentru diferite cupole de revoluție, dacă este dată matematic curba meridianului.

Pentru *o cupolă sferică* cu raza r se obțin următoarele expresii (fig. 339):

1. Acțiunea *greutății proprii*

Greutatea cupolei în limitele dela $z = r$ până la $z = z$;

$$G_x = F_x g = 2\pi r (r - z) g = 2\pi r^2 (1 - \cos\varphi) g.$$

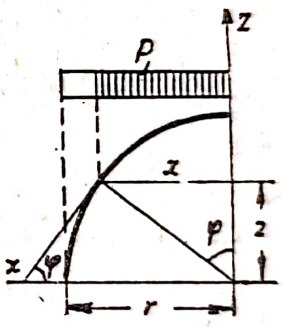


Fig. 339.

Efortul după meridian, conform formulei (458):

$$T_1 = \frac{G_x}{2\pi x \sin\varphi} = \frac{2\pi r \, (r - z)}{2\pi \frac{x^2}{r}} g = \frac{r^2 \, (r - z)}{r^2 - z^2} g,$$

adică

$$T_1 = \frac{r^2}{r + z} g, \qquad (458\,a)$$

sau, exprimând pe z prin φ:

$$T_1 = \frac{2\pi r^2 \, (1 - \cos\varphi)}{2\pi r \sin^2\psi} g = \frac{g \, r}{1 + \cos\varphi}. \qquad (458\,a')$$

Din formula (460), pentru $r_1 = r_2 = r$:

$$T_1 + T_2 = rZ, \qquad (460')$$

în care $Z = g \cos\varphi = g \frac{z}{r}$.

Efortul inelar:

$$T_2 = g z - g \frac{r^2}{r + z} = \frac{z^2 + z \, r - r^2}{r + z} g \qquad (459\,a)$$

sau

$$T_2 = g r \cos\varphi - g \frac{r}{1+\cos\varphi} = \frac{\cos^2\varphi + \cos\varphi - 1}{1+\cos} r g \qquad (459\ a')$$

La cheie, adică pentru $\varphi = 0$:

$$T_1 = T_2 = \frac{gr}{2} \text{ (compresiune).}$$

In cazul unei cupole emisferice $\varphi = 90°$

$$T_1 = +g r \qquad \text{(compresiune)}$$
$$T_2 = -g r \qquad \text{(întindere)}$$

adică eforturile sunt egale ca mărime, însă de semn contrar.

Impingerea orizontală a cupolei este

$$H = G_x \operatorname{ctg} \varphi = 2\pi r (r - z) \frac{z}{\sqrt{r^2 - z^2}} g \qquad (461)$$

Rostul de trecere se găsește acolo unde împingerea este maximă, iar forța inelară $T_2 = 0$. In acest caz, din formula (459, a), rezultă:

$$z^2 + z r - r^2 = 0;\ z = 0{,}618\, r.$$

Din formula (459 a'), rezultă:

$$\cos^2\varphi + \cos\varphi - 1 = 0;\quad \varphi = 51°49'.$$

Substituind valoarea $z = 0{,}618\ r$ în ecuația (461), se obține impingerea maximă în cupola sferică:

$$H_{max} = 2\pi r^2 g \cdot 0{,}3 = 0{,}3\, G_x,$$

deci, împingerea maximă reprezintă 0,3 din greutatea proprie a emisferei.

Trebue notat că cupolele sferice cu un unghi $2\varphi < 103°38'$ sunt numai comprimate din cauza eforturilor proprii inelare; pentru $2\varphi > 103°38'$ apare *zona de întindere* în dreptul inelului de reazem.

2. Acțiunea *zăpezii.*

Incărcarea din zăpadă se ia variabilă, proporțional cu cos φ, ceeace corespunde unei încărcări uniforme pe proiecția orizontală, egală cu p pe m² (fig. 339). Prin urmare:

$$P_x = \pi x^2 p.$$

Pe baza formulei (458) efortul pe meridian este:

$$T_1 = \frac{P_x}{2\pi x \sin\varphi} = \frac{\pi x^2 p}{2\pi x \frac{x}{r}} = \frac{r}{2} p, \qquad (458\ b)$$

adică T_1 este constant pe toată lungimea dela cheie până la naștere.

Efortul inelar poate fi obținut din ecuația (460'), în care:

$$Z = (p \cos \varphi) \cos \varphi = p \cos^2 \varphi = p \frac{z^2}{r^2}.$$

In acest caz,

$$T_2 = p \frac{z^2}{r} - p \frac{r}{2} = \frac{p}{2r}(2z^2 - r^2) \qquad (459\,b)$$

sau

$$T_2 = p \frac{r}{2} \cos 2\varphi. \qquad (459\,b')$$

La cheie, adică pentru $z = r$ sau $\varphi = 0$, rezultă:

$$T_1 = T_2 = \frac{pr}{2}. \quad \text{(compresiune)}$$

La naștere pentru $z = 0$ ($\varphi = 90°$):

$$T_1 = +\frac{pr}{2} \quad \text{(compresiune)}$$

și

$$T_2 = -\frac{pr}{2} \quad \text{(întindere)}$$

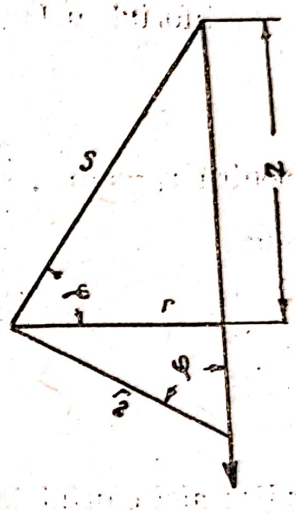


Fig. 340.

Impingerea orizontală:

$$H = P_x \operatorname{ctg} \varphi = \pi x^2 \frac{z}{x} p = \pi \sqrt{r^2 - z^2}\, z\, p \qquad (461\,a)$$

Rostul de trecere se găsește acolo unde $T_2 = 0$. In acest caz:

$$2z^2 = r^2;$$

de unde:

$$z = \frac{r}{\sqrt{2}} = 0{,}707 \cdot r; \quad \varphi = 45°;$$

adică rostul de trecere pentru încărcarea cu zăpadă este așezat mai sus decât atunci când acționează greutatea proprie.

Impingerea maximă (pentru $z = 0{,}707\ r$) este:

$$H_{max} = 0{,}5\, \pi r^2 p,$$

adică reprezintă 0,5 din toată încărcarea cu zăpadă.

Faptul că împingerea dată de încărcarea cu zăpadă este mai mare decât împingerea din greutatea proprie, se explică prin aceea că zăpada se strânge în cantitate mai mare la cheie.

Pentru o cupolă conică cu grosimea pereților constantă, eforturile T_1 și T_2 se exprimă prin următoarele formule (fig. 340):

1. *Acțiunea greutății proprii*

Suprafața laterală a cupolei conice este:

$$S_{lat} = 2\pi r \frac{s}{2} = 2\pi z \operatorname{ctg} \varphi \frac{2}{2 \sin \varphi} = \pi z^2 \frac{\cos \varphi}{\sin^2 \varphi}.$$

Efortul după meridian T_1, din ecuația (458) este:

$$T_1 = \frac{\pi z^2 \frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi} g}{2\pi r \sin\varphi} = \frac{\pi z^2 \frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi} g}{2\pi z \operatorname{ctg}\varphi \sin\varphi};$$

$$T_1 = \frac{z\,g}{2\sin^2\varphi}. \qquad (458\,c)$$

Efortul inelar T_2, din ecuația (460), este:

$$\frac{T_1}{r_1} + \frac{T_2}{r_2} = Z$$

pentru $r_1 = \infty \ldots \frac{T_1}{r_1} = 0$ și $T_2 = r_2 Z$

sau

$$T_2 = r\frac{s}{z} g\cos\varphi = r\frac{r\,\operatorname{tg}\varphi}{\sin\varphi}\cdot\frac{1}{z} g\cos\varphi$$

$$T_2 = \frac{r^2}{z} g, \qquad (459\,c)$$

adică aici efortul inelar nu depinde de cel după meridian.

2. *Acțiunea zăpezii*

Formulele (458, *c*) și (459, *c*), își păstrează valabilitatea. Inlocuind, în aceste formule, pe g, cu sarcina dată de zăpadă (p) pe suprafața înclinată a conului, adică cu $p\cos\varphi$, se va obține:

$$T_1 = \frac{z\,p\cos\varphi}{2\sin^2\varphi} \qquad (458\,d)$$

și

$$T_2 = \frac{r^2}{z} p\cos\varphi = \frac{z^2 p\cos\varphi}{z\,tg^2\varphi} = \frac{z\,p\cos^3\varphi}{\sin^2\varphi} \qquad (459\,d)$$

La cupolele conice, eforturile după meridiane și cele inelare sunt întotdeauna de compresiune.

In concluzie, se poate observa că în practică pentru determinarea eforturilor interioare, cupola se împarte, pe înălțime, în câteva (3—5) părți egale (zone), pentru care se stabilesc eforturile după meridiane și cele inelare. In funcție de eforturile găsite, se alege armătura inelară precum și cea după meridiane.

b) *Calculul cu considerarea momentelor marginale încovoietoare*

In cazul când nu este posibil să se creeze condiții absolut favorabile pentru rezemarea pe contur, devine necesar să se țină seamă de eforturile unitare suplimentare provenite din încovoiere. Aceste eforturi unitare apar, mai ales, la *margini;* ele pot apărea însă și dealungul altor cercuri dacă din anumite cauze se provoacă neuniformitatea eforturilor inelare (de

exemplu: frângerea curbei la racordarea arcelor cutiilor, modificarea grosimii peretelui, neuniformitatea încărcării etc).

Stabilirea exactă a momentelor încovoietoare, chiar în cazurile simple (pentru cupole conice sau sferice, cu grosimea pereților constantă) este foarte complicată și neaplicabilă în practică; deaceea, a fost necesar să se găsească o soluție aproximativă.

Cea mai convenabilă metodă practică de calcul al cupolelor pentru o încărcare polară simetrică este metoda profesorului P. L. Pasternac.

In cele ce urmează se indică numai formulele finale de calcul, fără a arăta modul cum au fost deduse (fig. 341)[1]).

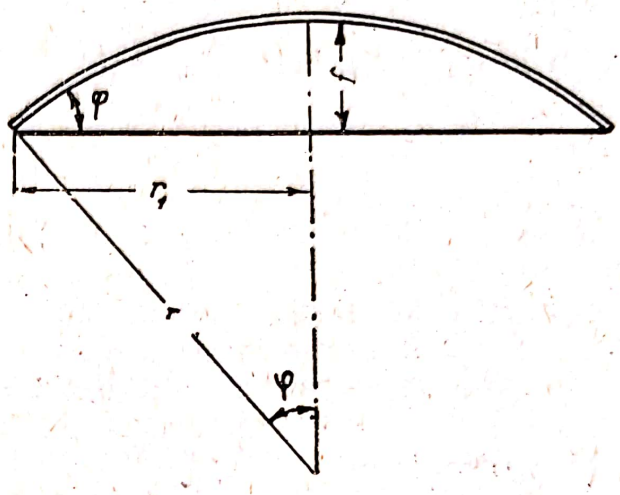


Fig. 341.

Valorile momentelor încovoietoare în suprafața sferică se determină din formula (462), obținută pe baza teoriei calculului unei grinzi infinit de lungi, așezată pe un teren elastic:

$$M_s = G_s\,\eta_1 + (G_s + s\,H_s\,\sin\varphi)\,\eta_2. \qquad (462)$$

Eforturile inelare se determină din formula:

$$T_{2s} = -T_{20} + \frac{2r}{s^2}\,[G_s\,\eta_2 - (G_s + s\,H_s\,\sin\varphi)\,\eta_1]. \qquad (463)$$

Valorile G_s și H_s care intră în aceste formule, se determină — dacă se cunosc încărcările pe cupola încastrată pe margini — rezolvând sistemul de ecuații:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11}\,G_s + \delta_{12}\,H_s &= \delta_{1\,g};\\ \delta_{21}\,G_s + \delta_{22}\,H_s &= \delta_{2\,g};\end{aligned}\right\} \qquad (464)$$

Pentru pânza de revoluție cu o grosime constantă, deformațiile unitare δ_{11}, $\delta_{12} = \delta_{21}$, δ_{22} și termenii de încărcare $\delta_{1\,g}$ și $\delta_{2\,g}$, în cazul când acționează $G_s = 1$ și $H_s = 1$, au următoarele valori:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11} &= s\,\frac{1}{1-(0{,}5-\nu)\,\frac{s}{r}\,\operatorname{ctg}\varphi} = \frac{s}{\omega_1};\\ \delta_{12} &= \frac{s^2}{2}\cdot\frac{\sin\varphi}{\omega_1};\\ \delta_{22} &= \frac{s^3}{2}\,\sin^2\varphi\,\frac{1-0{,}5\,\frac{s}{r}\,\operatorname{ctg}\varphi}{\omega_1} = \frac{\omega_2}{\omega_1}\,\frac{s^3}{2}\,\sin^2\varphi\end{aligned}\right\} \qquad (465)$$

[1]) *B. A. Sebuiev*, „Rezervoare, buncăre și silozuri de beton armat", ONTI, 1935.

Din sarcina uniform distribuită pe suprafață (din greutatea proprie):

$$\left.\begin{aligned}\delta_{2g} &= -\frac{rg\cos\varphi-(1+\nu)\,T_{10}}{r}\cdot\frac{s^4}{4}\sin\varphi;\\ \delta_{1g} &= \frac{(2+\nu)\,g\sin\varphi}{r}\cdot\frac{s^4}{4}\end{aligned}\right\}\qquad(466)$$

Din sarcina uniform distribuită pe proiecție orizontală (zăpadă):

$$\left.\begin{aligned}{}_{2g} &= -\frac{p}{2}(\cos 2\varphi-\nu)\frac{s^4}{4}\sin\varphi;\\ \delta_{1g} &= \frac{p}{2r}(3+\nu)\sin 2\varphi\end{aligned}\right\}\qquad(466')$$

In formulele date, s'au folosit următoarele notații:

h — grosimea pânzei;

r_1 — raza cercului inferior al sferei;

f — săgeata;

$r=\dfrac{r_1^2+f^2}{2f}$ — raza sferei;

$s=0{,}76\sqrt{hr}$ — caracteristica rigidității marginii pânzei;

φ — unghiul format de tangentă, în secțiunea dela reazem, cu planul orizontal; $\operatorname{tg}\varphi=\dfrac{r_1}{r-f}$;

T_{10} — efortul după meridian, pe unitatea de lungime a paralelei, determinat conform teoriei fără considerarea momentelor;

T_{20} — efortul inelar pe unitatea de lungime a meridianului, determinat conform teoriei fără considerarea momentelor;

ν — coeficientul lui Poisson.

Valorile coeficienților η_1 și η sunt date în anexa VI.

Efortul de întindere în inelul dela reazem se determină cu ajutorul formulei $Z=H_k r_1$, în care H_k este forța tăietoare pe unitatea de lungime a inelului. Forța tăietoare H_k și momentele încovoietoare G_k, raportate la centrul inelului de reazem, se determină din rezolvarea ecuațiilor de elasticitate respective.

După cum s'a constatat, în cupolele subțiri, momentele încovoietoare și împingerile suplimentare din cauza încastrării sunt deobicei destul de mari (momentele ating valori de 0,1—0,2 tm/m). Aceste momente încovoietoare pot fi ușor preluate de către o armătură suplimentară după meridiane.

B. CUPOLE CU NERVURI

Pentru cupolele netede cu încărcări simetrice și, într'o oarecare măsură, pentru cele cu încărcări nesimetrice, condițiile statice sunt tratate pe larg și s'au elaborat metode simple aproximative de calcul. Calculul cupolelor cu nervuri, mai ales în cazul încărcărilor nesimetrice, prezintă însă greutăți destul de însemnate, deoarece acestea sunt de mai multe ori static nedeterminate. Gradul de nedeterminare statică a cupolelor cu

nervuri este în funcție de numărul nervurilor inelare. In cazul încărcării simetrice, problema se ușurează în mod sensibil deoarece condiția de simetrie atrage o reducere a numărului mărimilor static nedeterminate.

Din condiția ca deplasările elastice ale nervurilor așezate după meridiane și ale inelelor în locurile de intersecție să aibă aceeași valoare, se obțin mărimile static nedeterminate; după aceasta pot fi determinate momentele încovoietoare în nervuri. Totodată, unui număr n de inele îi corespund n — 1 mărimi static nedeterminate, care se determină cu ajutorul ecuațiilor de elasticitate.

C. CUPOLE POLIGONALE

Eforturile unitare în cupolele poligonale prezintă o combinație a acțiunii pânzei ca grindă și cupolă; aceasta a permis ca distanțele dintre reazemele unor astfel de cupole să se mărească până la 40 m, ceeace este greu de realizat în cazul cupolelor de revoluție obișnuite.

Nervurile după care se intersectează suprafețele boltite se asimilează, aici, cu planele dela capete (diafragme) ale celor din urmă. Lucrând ca o grindă cu un moment de inerție mare, pânza dintre muchii transmite muchiilor greutatea proprie și încărcarea temporară prin eforturi tangențiale, care — dacă nu ar exista acțiunea cupolei — ar trebui să provoace în nervuri momente încovoietoare destul de mari. Din cauză că există însă acțiunea cupolei, se produc eforturi inelare care, în cazul unei încărcări simetrice polare, dau naștere, în muchii, unor momente încovoietoare de semn contrar, ce anihilează aproape complet momentele încovoietoare după meridiane.

Metoda aproximativă de calcul a cupolelor poligonale este bazată pe stabilirea legăturii dintre cupola cu mai multe nervuri și cu cupola de revoluție, înscrisă în aceasta, fapt datorită căruia calculul lor se reduce, în realitate, la calculul unor cupole de revoluție.

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL XIV

ELEMENTE DE CONSTRUCȚIE PREFABRICATE DE BETON ARMAT PENTRU CLĂDIRI INDUSTRIALE ȘI CIVILE

§ 65. GENERALITĂȚI

Elementele de construcție prefabricate din beton armat, sub formă de plăci și grinzi separate, de diferite secțiuni, pentru planșee, precum și sub formă de piloți, trepte, tuburi etc. au început să fie întrebuințate aproape concomitent cu introducerea betonului armat. Pentru elementele de bază, portante, ale clădirilor și construcțiilor însă, folosirea betonului prefabricat a început cu mult mai târziu, astfel încât acest fel de construcție este relativ nou.

Elementele portante prefabricate din beton armat au căpătat răspândire în U.R.S.S. în construcțiile industriale, începând cu anul 1929, atunci când în alte țări aceste elemente de construcție erau folosite rar. In celelalte țări, elementele portante prefabricate au început să fie folosite pe scară mai largă, abia în jurul anului 1940.

In cursul primelor două cincinale, elementele de beton armat prefabricate au fost cel mai des întrebuințate la construirea clădirilor industriale ușoare, numai cu parter, numite clădiri de tip celular. Aceste construcții erau alcătuite din celule standardizate, de deschideri relativ mici (de exemplu, 6×12 m, 12×12 m etc), repetându-se de mai multe ori pe ambele direcții. Înălțimea lor era redusă (4,5 — 6,0 m) și aveau poduri rulante sau monoșine ușoare. Elementele de bază ale acestor clădiri le constitue fundațiile, stâlpii de beton armat, grinzile de rulare și fermele acoperișului, metalic sau de beton armat, iar uneori și de lemn.

La construcțiile industriale de tip greu, celula tipizată se repetă mai ales pe direcția axei longitudinale. Datorită deschiderilor mari (până la 30 m) și încărcărilor destul de mari date de podurile rulante (până la 15—30 t), folosirea betonului armat prefabricat nu a avut decât o desvoltare relativ redusă la aceste construcții. Totuși, se pot cita cazuri de folosire cu succes a elementelor prefabricate la construcții mari, de exemplu: șantierele Uralmașstroi și Uralvagonstroi, combinatul de aluminiu de pe Nipru și clădirea principală a uneia din hidrocentrale, unde instalarea la fața locului a unor macarale puternice a permis să se realizeze montarea părților de construcții de bază, din elemente cu o greutate până la 20 t.

Scanned with OKEN Scanner

Clădirile cu mai multe etaje, cu elemente de beton armat prefabricat, erau, în acel timp, puțin răspândite, mai ales din cauza unor sisteme de îmbinări bine studiate și a insuficientei utilări cu macarale a șantierelor. Sunt cunoscute exemple de executare a unor clădiri cu unul și două etaje și chiar a uneia cu patru etaje.

In cel de al treilea plan cincinal s'au executat mai rar clădiri prefabricate de beton armat și mult timp și-au găsit o largă întrebuințare numai diferite tipuri de elemente de construcție prefabricate, cum sunt, de exemplu, planșeele dintre etaje, elementele prefabricate pentru acoperișuri etc. Folosirea acestora din urmă se explică prin faptul că pot fi executate fără greutate în fabrici, iar transportul lor este relativ ușor.

In ultimii ani, executarea clădirilor de beton armat prefabricat a început să ia o mare extindere, atât la construcțiile industriale cât și la cele civile. Cauzele acestui nou avânt sunt: perfecționarea tehnologiei executării elementelor prefabricate, intensificarea mecanizării industriei construcțiilor, precum și posibilitatea unei însemnate economii de metal, prin înlocuirea, în unele cazuri, a elementelor de construcții metalice cu cele de beton armat.

Un fapt determinant pentru introducerea în clădirile de locuit a elementelor de construcție prefabricate de beton armat, l-a constituit consfătuirea tehnico-științifică ținută în 1951 de către Comitetul din Moscova al P. C. (b) al Uniunii Sovietice pentru problemele privitoare la construcțiile civile de locuit.

Introducerea, prin toate mijloacele posibile, a elementelor prefabricate, nu numai că va permite o mai largă răspândire a metodelor industriale în sectorul construcției de clădiri de beton armat, dar va contribui și la lichidarea, în mai mare măsură, a caracterului sezonier al lucrărilor de construcții.

Pentru o largă răspândire a întrebuințării betonului armat prefabricat, sunt necesare următoarele măsuri: 1) introducerea principiului de tipizare și standardizare, la proiectarea clădirilor; 2) stabilirea și lărgirea nomenclaturii de elemente prefabricate și 3) lărgirea rețelei de fabrici de produse de beton armat, înzestrate cu un utilaj modern. Introducerea oficială a primei măsuri va fi deosebit de importantă pentru industrializarea și reducerea costului elementelor prefabricate din beton armat.

Elementele de construcție prefabricate din beton armat se împart în elemente care se confecționează în fabrici — în încăperi închise — și elemente care se confecționează pe loc, în incinta șantierului.

In fabrici se confecționează elemente ușoare și de greutate mijlocie, pentru clădirile industriale și civile, cum sunt: plăci, grinzi, fâșii de planșee, elemente ale scheletului de rezistență, piese de balcoane și cornișe, buiandrugi, trepte, glafuri de ferestre, plăci de placaj etc. Practica a dovedit că este deasemenea posibil să se execute în fabrici și elemente de dimensiuni mari, de exemplu, panouri de planșee și pereți, rampe de scări, precum și elemente de construcții speciale: elemente de poduri, piloni pentru linii de transmisie electrică etc.

Pe șantiere, la locurile de montaj, este indicat să se confecționeze elemente mari, nestandardizate, cum sunt: stâlpii, grinzile de rulare, grinzile de cadre și cadrele întregi, arcele, fermele, suprafețe autoportante, piloții,

Scanned with OKEN Scanner

etc. Ținând seama de mecanismele de ridicat de care dispun în prezent șantierele, se recomandă ca elementele prefabricate să nu aibă în general o greutate mai mare de 15 t.

Trebue remarcat că, în timp ce elementele prefabricate, executate în fabrici, sunt destul de bine studiate, și pentru unele dintre ele există Standarde sau Condiții Tehnice, elementele și ansamblurile mari ale clădirilor

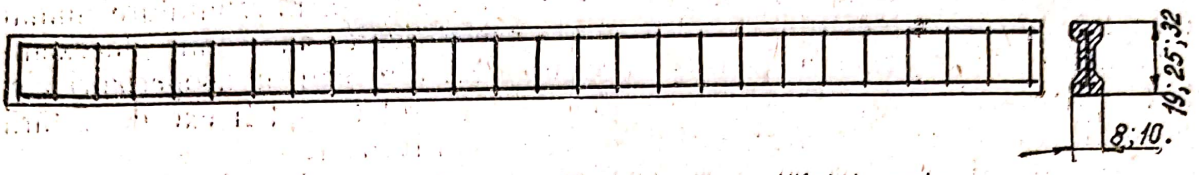


Fig. 342. Grindă cu profil dublu T, cu tălpi înguste

industriale numai cu parter precum și clădirilor cu mai multe etaje, executate din carcase și panouri, trebue să fie studiate și perfecționate în viitor, pentru a se realiza o economie cât mai mare de metal și a se reduce cât mai mult prețul de cost.

Dacă elementele prefabricate se confecționează în fabrici se poate realiza un beton de calitate superioară, printr'o judicioasă alegere a compoziției granulometrice a agregatelor, prin dozare, prin cântărire a părților componente, prin aplicarea unei prelucrări și îndesări eficace a betonului etc. Pentru îndesarea betonului se utilizează vacuumarea, vibrarea în adâncime și de suprafață, centrifugarea, laminarea (grinzi dublu T), precum și metodele combinate: vibrare cu vacuumare, vibrare cu laminare etc. Aplicarea unor procedee perfecționate și economice a tratamentului termic etc. va reduce volumul de muncă; de exemplu, tratarea cu abur a plăcilor cu o complectă mecanizare poate permite executarea lor fără cofraje.

Pentru armarea elementelor prefabricate, trebue folosite deasemenea plase și carcase sudate, plane și în spațiu.

Confecționarea elementelor de construcție și a pieselor prefabricate în serie trebue să se facă, pe cât posibil, în tipare metalice, deoarece astfel se asigură o calitate superioară a pieselor, se simplifică procesul de asamblare și de demontare a tiparelor și se elimină reparațiile dese. Elementele de dimensiuni mari (mai ales cele cu pereți subțiri) trebue executate în forme de beton — așa numitele matrițe — care asigură obținerea unor dimensiuni și forme exacte.

In ce privește executarea elementelor direct pe șantier, calitatea materialelor componente și a betonului însuși este aproape aceeași ca și la betonul armat monolit. Aceste elemente se betonează, deobicei, în cofraje de lemn, care trebue să poată fi ușor montate și demontate.

Pe șantierele lucrărilor mari industriale pot fi organizate ateliere pentru confecționarea elementelor de beton armat, însă cu un utilaj mai simplu decât cel al fabricilor. In aceste ateliere se pot confecționa numai elemente relativ mici (cu lungimea până la 7 m și greutatea până la 5 t); elementele având o greutate mare și o formă complicată (de exemplu, cadrele) se betonează în apropierea locului montării.

Elementele executate în fabrici sunt transportate la locul montării, pe calea ferată sau cu autocamioanele, utilizându-se remorci speciale.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru montarea elementelor de construcție prefabricate, pot fi utilizate diferite macarale: de cale ferată, pe șenile, portale (care pot fi executate pe loc), precum și sonete mobile.

In introducere s'au dat caracteristicele generale ale elementelor de construcție monolite și prefabricate, iar în prima parte a cursului s'a arătat că principiile de bază pentru calcul și alcătuire rămân valabile și în cazul elementelor de construcție prefabricate.

In capitolul de față se vor analiza cele mai importante tipuri de elemente de construcție prefabricate pentru clădiri industriale și civile, și anume: grinzile, planșeele dintre etaje, inclusiv planșeele din panouri mari, stâlpii și fundațiile, plăcile și elementele portante ale acoperișurilor, precum și clădirile prefabricate cu carcase și carcase cu panouri. Afară de acestea, se vor arăta particularitățile calculului elementelor prefabricate și se vor da noțiuni despre noua metodă de execütare a elementelor prefabricate de dimensiuni mari în matrițe de beton armat.

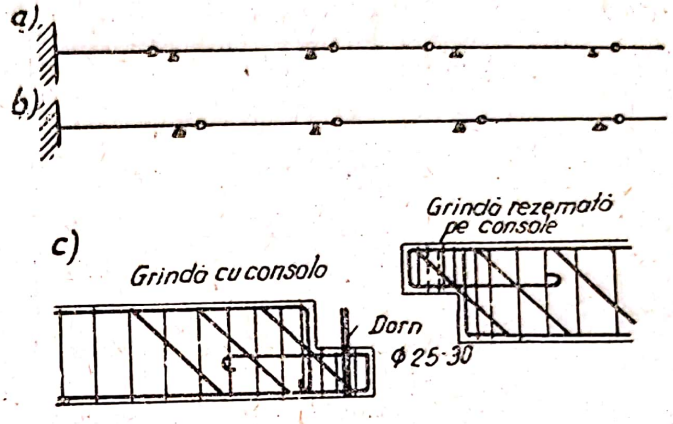


Fig. 343. Grinzi cu console

In capitolele următoare (capitolele XV și XVI), se vor studia o serie de elemente și construcții prefabricate din beton armat obișnuit (grinzi de rulare, ziduri de sprijin, conducte tubulare, stâlpi pentru linii electrice) și elemente de construcție de beton precomprimat (elemente cu secțiuni mici, de beton cu coarde de oțel, elemente de deschideri mari, grinzi din blocuri de beton și beton armat).

§ 66. GRINZI. IMBINĂRI

Ținând seamă de caracterul împărțirii lor pe elemente și de felul îmbinării acestor elemente, grinzile pot fi: simplu rezemate, cu o singură deschidere, cu console și continue. In ce privește betonul armat prefabricat, cea mai mare răspândire au căpătat-o grinzile cu o singură deschidere; grinzile continue sunt preferabile, în cazul unor sarcini dinamice și la construcțiile rezistente la acțiuni seismice.

Când s'a făcut studiul elementelor principale de beton armat, au fost descrise secțiunile grinzilor mai des folosite (fig. 68). Alegerea formei secțiunii unei grinzi depinde mai ales de destinația ei. Astfel, secțiunea T, cu talpa la partea inferioară, este indicată pentru planșeele dintre etaje, atunci când este necesar să se obțină un tavan neted; pe tălpile grinzilor se așează diferite plăci de umplutură, ca blocuri de beton ușor etc. Secțiunea T, cu talpa la partea superioară este indicată pentru grinzile de rulare, care trebue să aibă pe direcția orizontală o rigiditate suficientă, pentru a prelua forțele din frânare. Pe lângă aceasta, talpa grinzii cu secțiunea T

este necesară pentru fixarea căii de rulare a podului rulant. Figura 69 reprezintă modul de alcătuire a unor astfel de grinzi.

Grinzile cu profil dublu T cu tălpi înguste se execută prin laminare într'un laminor special, propus de inginerul V. E. Riabcenco (Trustul Szerjinsctroi). La executarea acestora se realizează o mecanizare maximă a

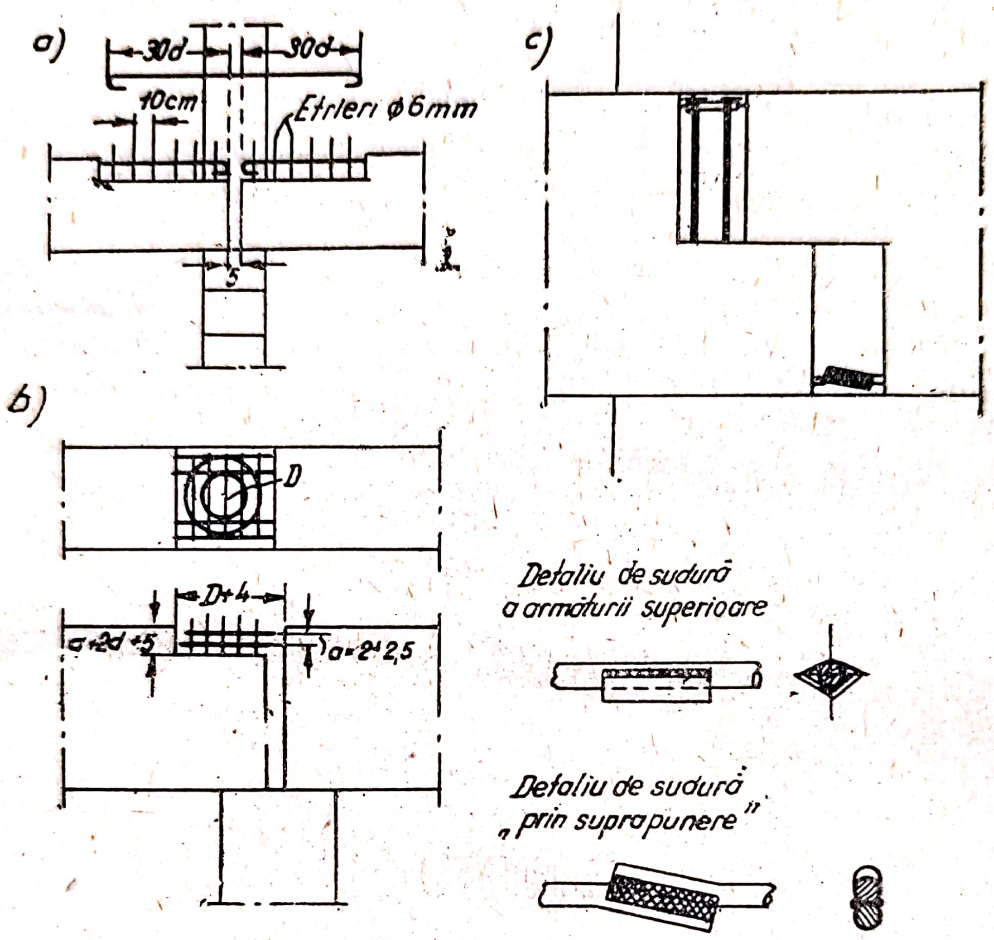


Fig. 344. Imbinări de grinzi prefabricate:
a — îmbinare prin suprapunere; b — îmbinare sistem Perederii; c — îmbinare sudată.

producției. In funcție de dimensiunile secțiunii transversale, Instrucțiunile Tehnice[1]) prevăd trei tipuri de grinzi: tipul I, cu înălțimea de 32 cm, tipul II, cu înălțimea de 25 cm și tipul III, cu înălțimea de 19 cm, având, respectiv lungimea de 4—6, 3—5 și 3—4 m. Pentru armarea unor astfel de grinzi se folosesc carcase plane sudate (fig. 342). Se folosește beton marca 200. Grinzile principale ale planșeelor se execută deobicei din două grinzi așezate una lângă cealaltă, iar pentru asigurarea stabilității, spațiul dintre grinzi trebue umplut cu beton, în limitele reazemului.

Grinzile cu console sunt de două tipuri: cu două articulații într'o deschidere (fig. 343, *a* și *b*). La grinzile cu console, articulațiile se pot executa cu ajutorul unui dorn vertical (fig. 343, *c*), care pătrunde în orificiile lăsate în ambele grinzi, orificii care sunt completate apoi cu mortar. Dornul se

[1]) „Instrucțiuni Tehnice pentru grinzi de beton armat laminate, cu profil dublu *T* și tălpi înguste" (TU—62—49).
„Instrucțiuni pentru folosirea grinzilor de beton armat laminat, cu profil dublu T, cu tălpi înguste" (I—128—49), Stroiizdat, 1950.

execută dintr'o bucată de bară rotundă, iar diametrul lui trebue să fie suficient de mare (25—30 mm). Articulația se poate executa și fără dorn, deoarece forțele de frecare, provocate de greutatea elementului, sunt deobicei suficiente pentru a se opune forțelor orizontale accidentale. Dornul este util, în special, în timpul montării mai ales la elementele ușoare. Atunci când se prevăd îmbinări cu articulații, la grinzile cu console armarea capetelor grinzilor, în dreptul articulației, se va executa deosebit de atent (etrieri și bare ridicate, dese). La grinzile cu profil T, cu profil dublu T, cu profil U și la alte tipuri de grinzi, secțiunile de reazem, în dreptul articulațiilor se execută pline, dreptunghiulare.

Grinzile continue se realizează prin îmbinarea elementelor cu ajutorul îmbinărilor rigide: de beton armat sau metalice. Îmbinările de beton armat erau foarte des întrebuințate în cursul primelor cincinale, ele însă nu sunt utilizate, în cazul metodelor moderne, industriale, de executare a lucrărilor, putând fi aplicate numai în cazuri excepționale.

Imbinările metalice corespund mai bine metodelor moderne de executare a lucrărilor; principalul lor desavantaj îl reprezintă consumul relativ mare de metal.

Imbinările de beton armat se execută, deobicei, pe reazeme, în locurile de momente maxime (cu cantitatea maximă de armătură superioară întinsă), adică în locurile nefavorabile executării îmbinării.

Imbinarea tipică a grinzilor de beton armat pe reazeme este *îmbinarea* prin *suprapunere* (fig. 344, *a*), întrebuințând barele de înnădire, care acoperă rostul de îmbinare. La această îmbinare se plasează într'un rost special, de îmbinare, capetele armăturii care ies din grindă și care se acoperă cu bare suplimentare; lungimea, diametrul și numărul lor se determină prin calcul. Pe această armătură, se îndoaie strâns, capetele etrierilor, scoase afară din grindă, ce se leagă de armătura longitudinală, iar rostul de îmbinare se betonează. Porțiunea pe care se petrec barele trebue să fie de cel puțin 30 d. Totodată, capetele barelor trebue prevăzute cu ciocuri semicirculare; iar barele, pe lungimea de suprapunere, trebue înfășurate cu sârmă arsă. Diametrul barelor care se înnădesc nu trebue să fie mai mare de 25 mm, iar distanța dintre ele, să nu treacă de 25—30 mm: așezarea barelor pe două rânduri este admisă numai în cazuri extreme. Se recomandă ca, în limitele înnădirii, să se așeze etrieri, cu diametrul de minim 6 mm, la distanța de 10 cm. Intre capetele elementelor care se îmbină, se lasă un spațiu de 4—5 cm, pentru ca aceasta să se poată umple cu beton.

In figura 344, *b* este reprezentată îmbinarea de beton armat, sistem Perederii. Armătura este scoasă în afară din capetele grinzii, sub formă de bucle concentrice (în plan). La locul îmbinării grinzilor, aceste bucle formează inele de diferiți diametri, pe care se îndoaie capetele etrierilor scoase în afară. Diametrul buclelor se ia de cel puțin 6—7 *d*. Se recomandă ca, pentru barele marginale (ale inelelor mari) să se ia diametri mai mari, iar pentru cele mijlocii, mai mici. Distanța pe verticală, (lumină) între bucle, nu trebue să fie mai mică de 2—2,5 cm; lungimea rostului de îmbinare trebue să fie egală cu lățimea circumferinței mari, plus 4—5 cm, iar adâncimea rostului de îmbinare:

$$a + 2d + 5 \text{ cm}.$$

Scanned with OKEN Scanner

Pentru executarea îmbinărilor, atât în câmp cât și pe reazeme, se poate folosi *sudura cu arc electric,* care permite, în comparație cu îmbinarea prin suprapunere (legată), o economie de metal și de beton (turnat ulterior în rostul de îmbinare).

Printre desavantajele pe care le prezintă aceste îmbinări, se poate cita: necesitatea de a respecta o exactitate mare în așezarea armăturilor și dificultatea de a asigura condiții comode pentru executarea sudurii.

Imbinările din câmp sunt așezate deobicei aproape de reazem; deaceea, este necesar să se sudeze o cantitate mare de bare dela partea superioară (fig. 344, *c);* nu este indicat ca locul de îmbinare să fie mutat mai departe de rezem, deoarece, în acest caz, se va mări numărul barelor inferioare, care trebue sudate, ceeace constitue o operație mai dificilă.

Sudura barelor armăturii superioare trebue să se facă prin alăturare în plan orizontal sau cu eclise; sudura se face numai în sus. Sudura armăturii inferioare trebue să se facă prin suprapunerea barelor în plan vertical, bare care asigură condiții mai comode de sudură.

Imbinările metalice pentru asamblarea elementelor de grinzi prezintă următoarele avantaje: capătă rezistența necesară, imediat după asamblare, permit ca asamblarea să se execute independent de anotimp și dau posibilitatea de a încărca construcția imediat după montarea ei. Deaceea, aceste îmbinări au și căpătat o largă răspândire, mai ales la armarea elementelor **cu carcase sudate.**

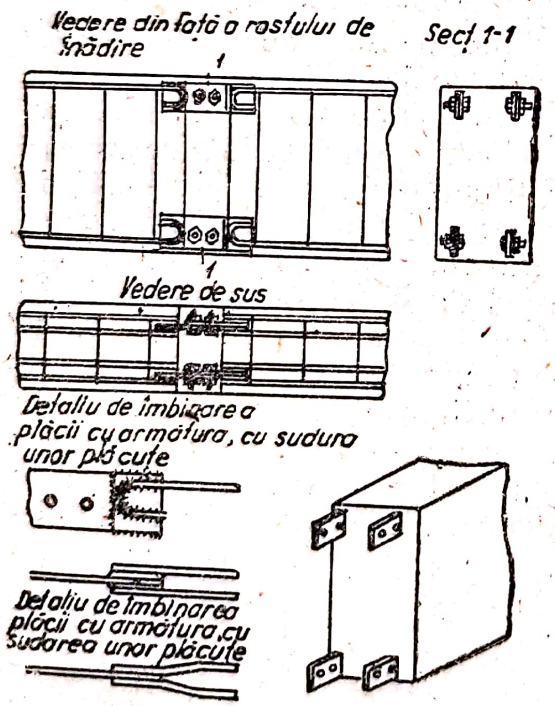


Fig. 345. Imbinarea metalică, sistem Dmitriev

Imbinarea metalică sistem Dmitriev (fig. 345) se deosebește prin simplitate și este alcătuită din plăci metalice, care se sudează de armătura superioară și de cea inferioară. Plăcile dela capătul unei grinzi se îmbină cu buloane, prin suprapunere, de plăcile corespunzătoare ale elementului alăturat.

In locul îmbinării cu buloane, poate fi folosită sudura. Fiecare placă se sudează de două bare așezate alături; în acest scop, distanța dintre bare se micșorează, printr'o îndoire foarte mică a acestora, sau plăcile înseși se îngroașă, sudându-se de ele niște plăcuțe suplimentare. După terminarea sudurii, rostul de îmbinare se completează cu beton.

Metodele date pentru executarea îmbinărilor rigide, pot fi considerate, așa cum au arătat încercările efectuate la Institutul TNIPS, că asigură complet caracterul monolitic al grinzilor; deaceea și calculul grinzilor cu astfel de îmbinări trebue să se facă considerându-le grinzi continue.

Grinzile continue, din elemente prefabricate, și-au găsit întrebuințare la o serie de obiecte industriale, mai ales la grinzile de rulare, a căror executare corectă este foarte complicată.

§ 67. PLANȘEE

Planșeele prefabricate dintre etaje și cele de acoperiș pot fi împărțite, în funcție de modul de alcătuire, în trei grupuri principale: 1) planșee formate din elemente separate, care se așează alături unele de altele — constituind așa numitele planșee-grinzi (fâșii de planșee); 2) planșee formate din grinzi și corpuri de umplutură, care se așează între ele sub formă de plăci sau blocuri de beton ușor; acestea sunt numite *planșee din grinzi și blocuri* și 3) planșee din elemente cu dimensiuni mari, numite *panouri*.

1. Fâșii de planșee (planșee-grinzi)

Există multe tipuri de planșee-grinzi (fâșii), formate din elemente ce diferă mai ales prin forma secțiunii transversale.

Fâșiile alcătuite din plăci *prefabricate* se pot întrebuința la planșeele rezistente la foc și demontabile, atunci când distanța dintre pereți sau dintre grinzile principale nu depășește 4 m.

In cazul deschiderilor până la 2 m, planșeul se execută din plăci obișnuite (fără nervuri), cu secțiune plină.

In cazul deschiderilor dela 2 până la 4 m, se pot folosi plăci cu nervuri (chesoane), nervurile fiind îndreptate în sus și realizându-se astfel un tavan neted (chesoane întoarse) (fig. 346). Izolația termică și fonică se așează în spațiul dintre nervuri.

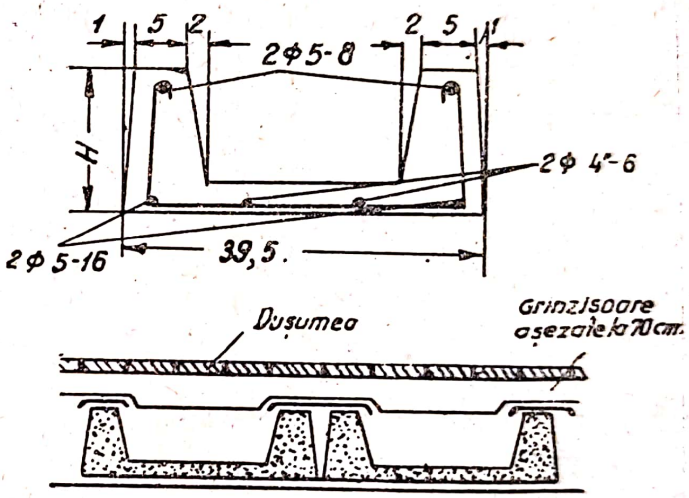


Fig. 346. Planșee-grinzi, sub formă de plăci cu nervuri (fâșii chesonate)

Pentru planșeele dintre etaje și pentru casa scărilor, s'a alcătuit un sortiment de plăci — fără nervuri și cu nervuri — de beton greu și de beton ușor.

Fâșiile alcătuite din plăci se întâlnesc rar ca planșee independente. La unele tipuri de planșee prefabricate aparținând grupei a doua, ele formează, deobicei, umplutura dintre grinzi.

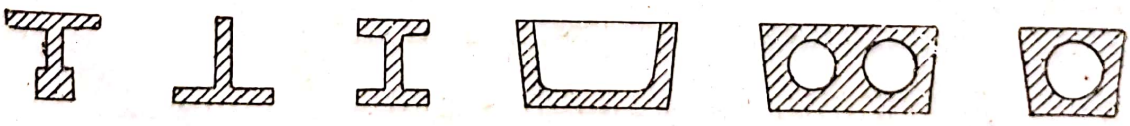


Fig. 347. Tipurile de fâșii de planșee sub formă de grinzi

La deschideri mai mari de 3—4 m, se folosesc elemente sub formă de *grinzi*, cu diferite secțiuni, și anume (fig. 347): cu goluri (cu 1 și 2 goluri), sub formă de U sau chesonate, cu secțiune dublu T, secțiune T, cu profil

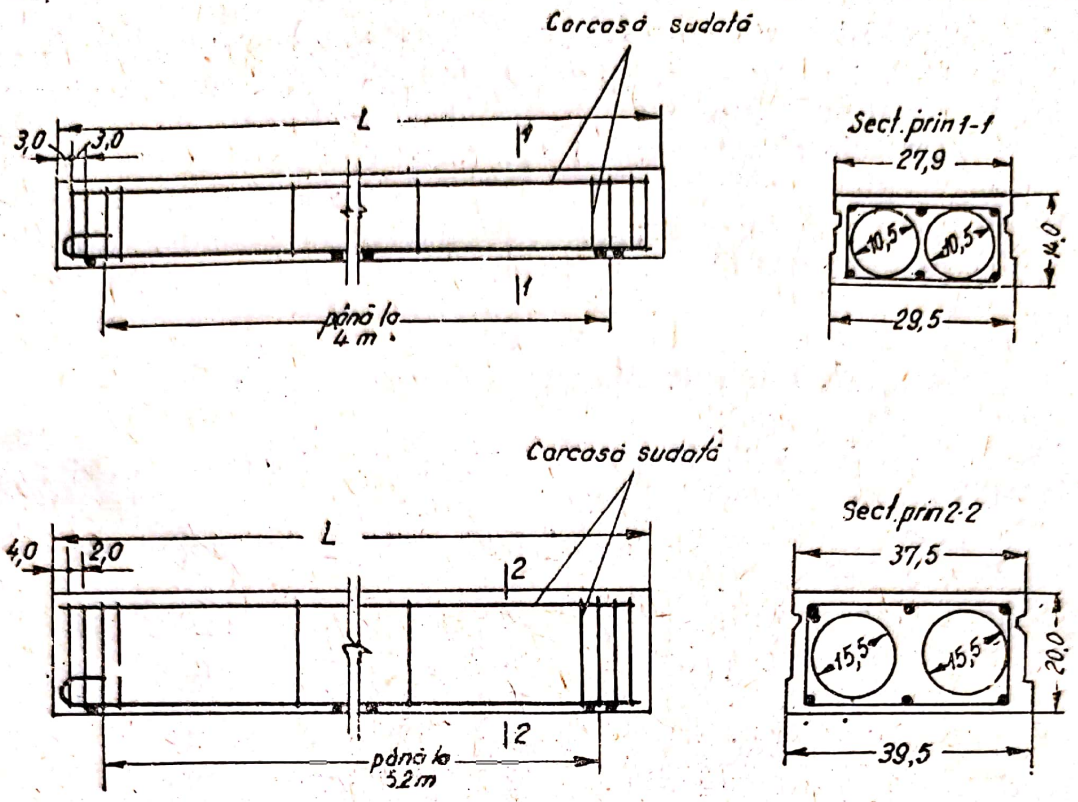


Fig. 348. Fâşii-grinzi cu două goluri (grinzi ochelari)

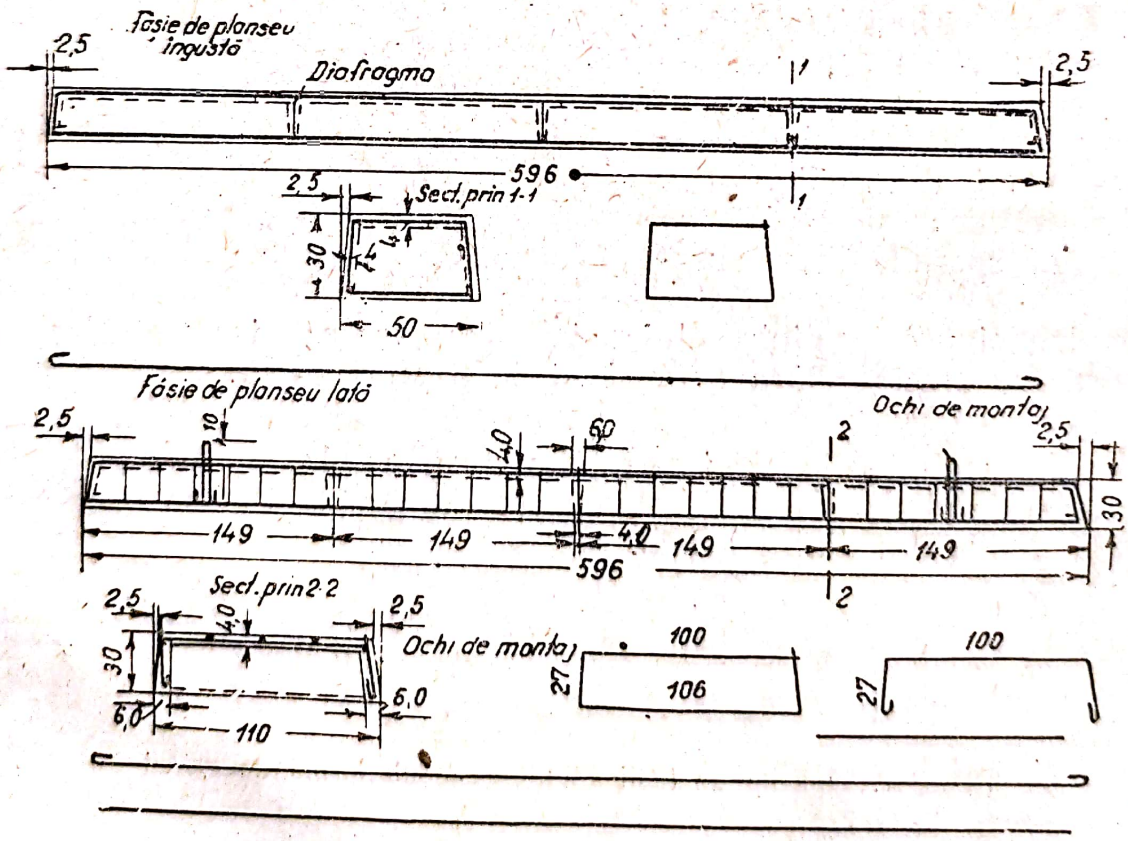


Fig. 349. Fâşii chesonate

sub formă de șină etc. Pe lângă acestea, sunt și elemente centrifugate, cu secțiunea tubulară: pătrate, semicilindrice etc.

Atunci când sunt așezate una lângă alta, cu unele dintre aceste profile de grinzi se realizează, în același timp, o pardosea și un tavan neted; cu altele, fie numai o pardosea netedă, fie numai un tavan neted.

Fâșiile trebue să aibă o rigiditate suficientă la acțiunea încărcărilor statice, ceeace se obține cu condiția ca $h/l \geqslant 1/40$.

Betonarea rosturilor dintre fâșii are mare însemnătate pentru repartizarea sarcinii pe mai multe elemente; în acest fel se reduc săgețile cu circa 15%.

După cum s'a constatat în urma cercetărilor și din practică, folosirea fâșiilor de planșee din grinzi este indicată pentru deschideri până la 7 m. S'a stabilit, deasemenea, că volumul de beton și prețul de cost diferă puțin, pentru secțiuni de grinzi deosebite. Volumul de muncă necesar este deasemenea aproape același cu excepția planșeelor cu tavanul căptușit, la care acesta este cel mai mare. Totuși, consumul cel mai mic de material nu constitue criteriul determinant, penru a considera un planșeu, optim. De mare importanță sunt avantajele pe care le prezintă elementele, în ce privește posibilitatea executării lor în serie (în fabrici) și ușurința montajului.

In această privință, pentru clădirile de locuit și civile, sunt indicate fâșiile — grinzi, cu goluri. La început, se întrebuințau în U.R.S.S. grinzi de acest tip, cu un singur gol, dreptunghiular (grinzi Gruber și Standardbeton). Apoi, în Transcaucazia au început să fie folosite grinzile Simcar (după propunerea făcută în 1936 de către M. E. Simonov și G. V. Carmanov), cu unul și cu două goluri, executate în cofraje metalice.

In prezent, cea mai mare răspândire, mai ales pentru clădirile civile, au căpătat-o fâșiile-grinzi cu două goluri (fig. 348), elaborate de KTIS*). Grinzile cu secțiunea dreptunghiulară, cu două goluri rotunde, se execută de două dimensiuni: 29,5×14 și 39,5×20 cm; lungimea lor fiind la primele, până la 6 m, iar la ultimele, până la 7 m. Elementele cu o lungime mai mare de 4, respectiv 5,2 m, sunt precomprimate. Pentru armătura de rezistență, se folosește oțelul obișnuit, marca St 3, cu limita de curgere $\sigma_c = 2850$ kg/cm², iar pentru cea de montaj și pentru etrieri, sârma trasă la rece, cu diametrul de 4—5 mm. Marca betonului trebue să fie de cel puțin 200.

La clădirile industriale, pentru executarea planșeelor prefabricate dintre etaje, a planșeelor de deasupra subsolurilor la construcțiile civile etc., au căpătat o largă întrebuințare fâșiile chesonate, propuse pentru prima dată de TNIPS (prof. A. A. Gvozdev).

Fâșiile acestui planșeu (fig. 349) se execută cu înălțimea dela 20 până la 30 cm și, uneori, chiar până la 40 cm, în funcție de deschidere (până la 8 m) și pentru o încărcare până la 1200 kg/m² (inclusiv greutatea proprie) având deobicei lățimea de 49,5 cm până la 110 cm iar grosimea nervurilor și a plăcii superioare, dela 3 până la 5 cm. Rosturile triunghiulare dintre grinzi se umplu cu mortar, realizându-se astfel caracterul de monolit al planșeului. Dealungul grinzii, la o distanță de 1,0 până la 1,5 m, și la

*) Condițiile Tehnice pentru fâșii de planșee din beton armat, cu două goluri (TU—57—50), Stroiizdat, 1950.

capete, se execută diafragme, care au o mare importanță pentru rigiditatea elementului. Diafragmele trebue să fie cel puțin de aceeași grosime ca și grosimea nervurilor grinzii; totodată, pentru a ușura decofrarea, secțiunea diafragmei se execută cu o îngroșare înspre partea superioară.

Fâșia chesonată se armează, deobicei, cu bare rotunde separate; se pot însă întrebuința și carcase sudate, precum și armătura din bare răsucite și turtite, sau din oțel laminat la cald, cu profil periodic. Etrierii, cu diametrul de 5—6 mm, se așează în diafragme, ceeace este suficient, pentru preluarea eforturilor de alunecare. Uneori, se montează etrieri (deschiși) și între diafragme.

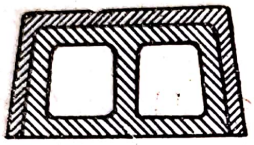


Fig. 350. Fâșia chesonată, cu corp de umplutură

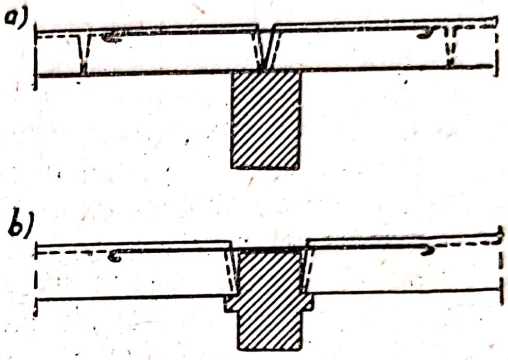


Fig. 351. Rezemarea fâșiei, pe grinda principală

Pentru obținerea unui tavan neted, se prind de mustățile lăsate în rosturile dintre elemente, plase, pe care se aplică tencuiala.

Un tavan neted și cu o conductibilitate fonică redusă se poate obține prin întrebuințarea unei umpluturi din blocuri ușoare cu goluri (corpuri de umplutură, N. R.) (fig. 350). Astfel se simplifică și confecționarea elementelor, deoarece, în acest caz, cofrajul este format numai din pereți laterali și frontali. Neajunsul constă, în acest caz, în mărirea greutății proprii a planșeului. Acest tip de planșeu, care reprezintă în realitate un planșeu prefabricat, cu nervuri dese, a fost întrebuințat în zonele de protecție, împotriva incendiilor, dela depoul de vagoane al metroului din Moscova.

Înălțimea elementelor-grinzi, fiind condiționată de dimensiunile rândurilor de zidărie de cărămidă din care sunt executate, se ia egală cu 12, 18, 24, 28, 32 și 38 cm.

Grosimea părților de rezistență ale secțiunii este următoarea: talpa comprimată și inima, nu depășesc deobicei 4—5 cm și, ca minim, poate avea 3 cm, iar pentru elementul centrifugat, 2,5 cm; părțile neportante (de exemplu talpa inferioară) pot fi reduse până la 2, respectiv 1,5 cm.

Este suficient ca lățimea de rezemare a planșeului pe pereții de cărămidă să se ia de o jumătate de cărămidă (12 cm). Dacă planșeul reazemă pe tălpile grinzilor principale metalice, se recomandă ca lățimea reazemului să fie de cel puțin 5 cm.

In caz că grinzile principale sunt de beton armat, planșeul poate rezema direct pe talpa superioară a grinzii principale (fig. 351, *a*) sau pe profile speciale pe o lățime de cel puțin 6 cm, care se prevăd pe marginile sale (fig. 351, *b*).

Prima metodă este mai simplă, însă adoptarea ei are drept rezultat o mare înălțime de construcție a planșeului, ceeace constitue aproape totdeauna un desavantaj.

Intrebuințând fâșii de grinzi, care se solidarizează prin betonarea rosturilor pe toată înălțimea secțiunii, se poate obține un planșeu continuu, montând deasupra reazemelor, o armătură superioară. In aceste cazuri, lățimea rostului frontal se ia cel puțin cât diametrul barei, plus 2 cm, iar dacă rostul este triunghiular, de cel puțin 4 cm, la partea superioară.

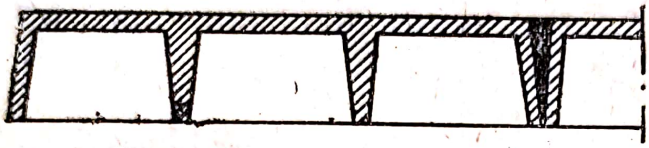


Fig. 352. Fâșie chesonată, triplă

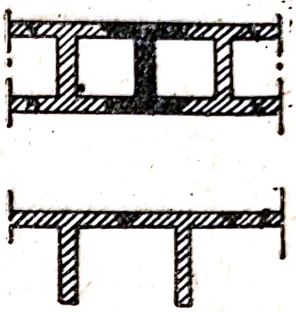


Fig. 353. Planșeu din elemente cu profil dublu T și profil T

Dacă elementele reazemă pe partea superioară a grinzii principale, nu există nicio dificultate pentru a se obține continuitatea planșeului. In cazul folosirii celei de a doua metode de rezemare, se recomandă să se proiecteze astfel profilele, încât partea superioară a elementelor să fie cu 2,5—3 cm mai sus decât grinda principală; denivelarea rezultată deasupra grinzii principale se betonează, după montarea armăturii.

Atunci când șantierul dispune de un utilaj complet, asamblarea planșeelor din grinzi separate, de greutate redusă (dela 0,2 până la 0,5 t), poate fi nerentabilă. In aceste condiții, este necesar să se mărească dimensiunile elementelor, întrebuințând fâșii-blocuri, care prezintă elemente duble sau triple etc., de exemplu chesonate (fig. 352).

Prin această metodă, se poate ridica și rigiditatea planșeului.

Alegerea tipului de elemente ale planșeului (fâșiilor) se face pe baza particularităților constructive (rigidității necesare) și a indicilor economici (consumul de beton și de oțel).

In ce privește realizarea caracterului monolit, cele mai indicate sunt planșeele formate din elemente care se îmbină pe loc, prin umplerea rosturilor (triunghiulare și dreptunghiulare), pe toată înălțimea secțiunii. Astfel de planșee se apropie, în ce privește caracterul monolit, de planșeul cu nervuri; preferabile din acest punct de vedere sunt planșeele din elemente chesonate (fig. 352) și cu goluri. Cele mai nepotrivite, în această privință, sunt cele formate din elemente care se încheie între ele prin falțuri sau prin umplerea rosturilor dela tălpi (fig. 353). Totodată, trebue arătat că nu toate fâșiile se comportă la fel, în ce privește repartizarea sarcinilor. Cele cu secțiunea dublu T se comportă mai bine decât cele cu secțiunea T.

Din punctul de vedere al consumului de beton și de oțel, cele mai indicate sunt podinele din elemente centrifugate, care sunt cu circa 20% mai ușoare.

2. Planşee din grinzi cu corpuri de umplutură

Aceste planşee sunt formate din grinzi prefabricate şi din corpuri de umplutură, aşezate între ele. Sunt două categorii principale de planşee de acest fel, în funcţie de tipul elementelor de umplutură, şi anume: 1) cele din grinzi cu corpuri de umplutură formate din plăci, având secţiunea fără nervuri sau cu nervuri şi 2) din grinzi cu corpuri de umplutură din blocuri de beton uşor, cu goluri (prefabricate cu nervuri dese).

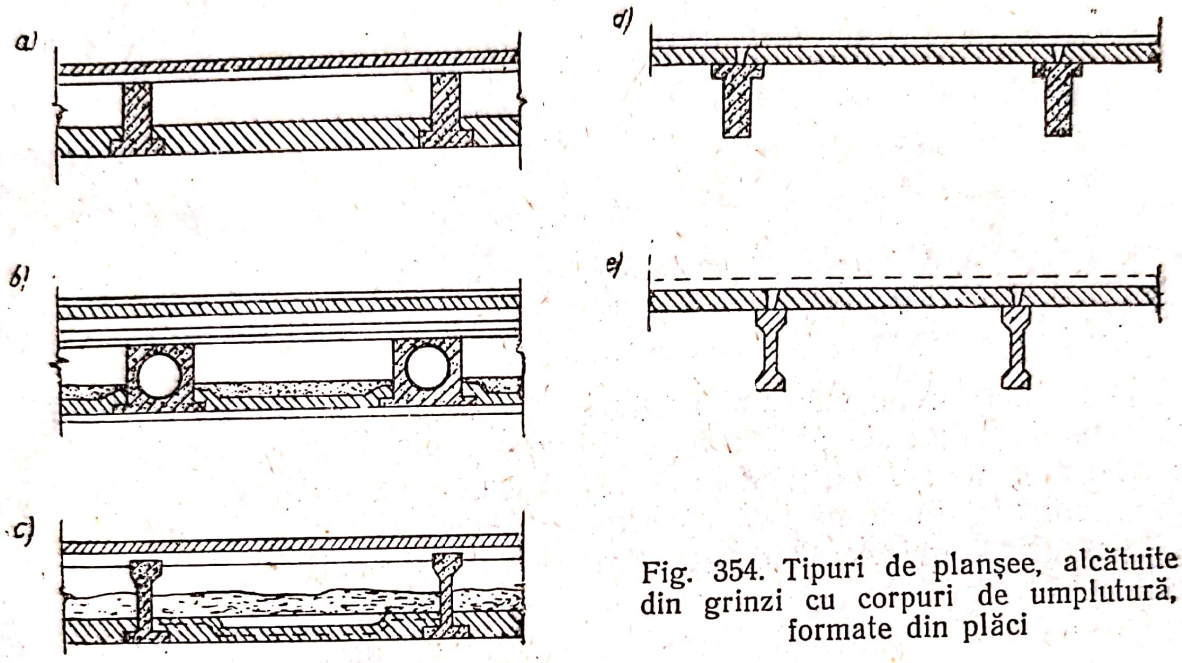


Fig. 354. Tipuri de planşee, alcătuite din grinzi cu corpuri de umplutură, formate din plăci

Pentru astfel de planşee, se întrebuinţează grinzi cu secţiunea T, cu goluri, cu profil de şină şi cu secţiunea dublu T.

Prima categorie de planşee cuprinde, la rândul ei, mai multe tipuri (fig. 354). Dacă distanţele dintre grinzi sunt mici (dela 0,5 până la 2 m), pentru umplutură se folosesc plăci cu secţiune plină, din beton greu sau uşor. In acest caz, plăcile se aşează, deobicei, pe tălpile inferioare ale grinzilor cu secţiunea T *(a)*, cu goluri *(b)*, sau cu profil de şină *(c)*. Uneori, însă, acestea se aşează pe tălpile superioare ale grinzilor cu secţiunea T *(d)* sau ale grinzilor cu secţiunea dublu T laminate *(e)*. In ultimele două cazuri se măreşte într'o oarecare măsură înălţimea de construcţie a planşeului, se obţine un tavan cu nervuri, iar planşeul are o conductibilitate fonică mare; în acest caz însă, peste plăci se pot executa orice fel de pardoseli, fără elemente suplimentare.

Dacă distanţele dintre grinzi sunt mari — dela 2 până la 4 m — pe tălpile inferioare ale grinzilor de beton armat sau metalice se aşează plăci cu nervuri (fig. 346), din beton greu sau uşor.

Cea de a doua categorie de planşee-prefabricate, cu nervuri dese (fig. 355) — datorită aşezării mult mai dese a grinzilor, are o înălţime relativ mai redusă, în schimb greutatea lor este mai mare decât la primele planşee. Blocurile cu goluri au deobicei aceeaşi înălţime ca şi grinzile, ceeace permite executarea pardoselilor de orice tip. La aceste planşee, dacă

betonarea rosturilor se face cu grijă, lucrează și blocurile, ceeace contribue la o mai bună repartizare a sarcinilor concentrate.

In comparație cu planșeele aparținând tipului precedent (cu corpuri de umplutură din plăci) planșeele prefabricate cu nervuri dese necesită un consum ceva mai mare de ciment; ele au însă proprietăți bune de izolare termică și fonică.

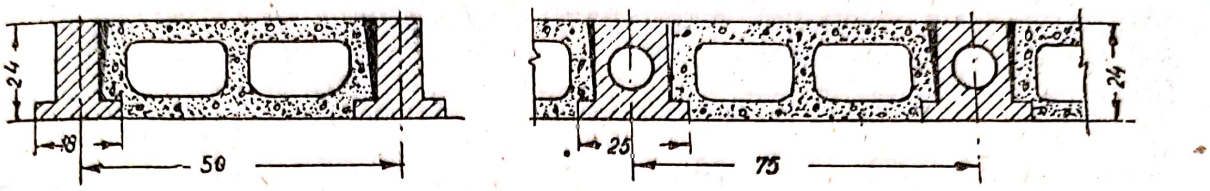


Fig. 355. Tipuri de planșee cu grinzi și blocuri

In tabela 39 sunt dați indicii tehnico-economici de bază ai tipurilor de planșee prefabricate, studiate conform datelor Academiei Gospodăriei Comunale[1]), pentru o deschidere de 6 m și încărcare utilă de 150—200 kg/m².

Tabela 39

Indicii tehnico-economici ai planșeelor prefabricate

Tipul de planșeu	Grosimea, în cm		Greutatea unui m², în kg		Greutatea elementului, în kg.	Consumul de material, pe m²		
	a elementului de bază	incluziv parchetul	a elementului de bază	incluziv parchetul		metal, în kg	beton, în dm³	
							greu	ușor
a) *Fâșii de planșee*								
„Simcar" (cu un gol) . . .	21,0	26,0	190	238	420	5,9	—	120
Chesonate (ȚNIPS) . .	25,0	36,0	156	234	300	9,0	60,0	—
Din profil dublu T	20,0	25,0	256	304	210	10,3	106	—
b) *Din grinzi, cu corpuri de umplutură din plăci*								
Grinzi T, tip Promstroiproect	22,0	35,0	207	255	280	8,7	87,0	—
Grinzi cu goluri	23,0	36,0	192	240	380	7,8	81,0	—
c) *Din grinzi cu goluri*								
Grinzi T	25,0	30,0	282	330	280	6,7	54	90
Grinzi cu goluri AKH (AKX)	23,0	28,0	244	292	390	5,4	34	100
Idem, (tip Promstroiproect)	23,0	28,0	242	290	380	5,1	41,0	83,0

După cum rezultă din tabelă, unul dintre tipurile cele mai reușite de planșee prefabricate este planșeul din fâșii tip Simcar (cu un gol și cu două goluri). La planșeele cu corpuri de umplutură, se menționează avantajul întrebuințării grinzilor cu goluri (cilindrice) față de grinzile cu profil T.

[1]) *M. Z. Simonov:* „Noi tipuri și metode de executare a pieselor de beton și beton armat", Stroiizdat, 1950, pag. 67.

Scanned with OKEN Scanner

3 Planșee alcătuite din elemente cu dimensiuni mari (panouri de planșee)

In scopul industrializării mai intense a lucrărilor și a unei mai bune folosiri a mecanismelor de ridicat și transportat (macarale — turn) se folosesc în mod rațional pentru planșee, elementele mai mari (în comparație cu cele studiate la punctele 1 și 2). Intrebuințarea unor astfel de panouri, cu dimensiuni mari, care ajung adeseori până la dimensiunile camerelor pentru care sunt destinate, accelerează, în mod sensibil, montarea planșeelor (reducând numărul operațiilor de montaj) și ușurează, deasemenea, finisarea suprafeței tavanelor.

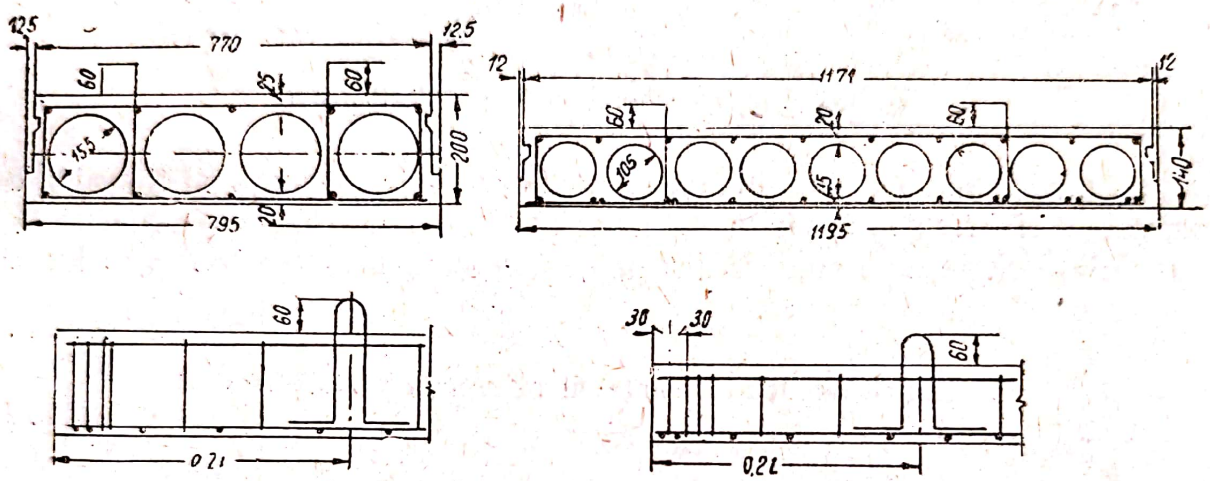


Fig. 356. Fâșie-grindă cu mai multe goluri, tip KTIS

Se cunosc două tipuri de panouri de planșee: unul alcătuit din fâșii de planșee obișnuite, de dimensiuni mai mari (punctul 1); la celălalt tip, este folosit principiul de alcătuire a planșeelor monolite cu nervuri dese, acestea fiind așezate pe una sau pe două direcții (chesonate), cu umplutura din blocuri ușoare (§ 22, capitolul III și IV).

Din primul tip fac parte, în primul rând, așa numitele fâșii *cu mai multe goluri,* elaborate de KTIS[1]) și care reprezintă o varietate a fâșiei-grinzi cu două goluri (fig. 356). Acestea au dimensiuni mai mari și au căpătat o răspândire largă. La aceste panouri s'au adoptat aceleași înălțimi și lungimi ca și pentru fâșia cu două goluri, ceeace permite să fie înlocuite reciproc; totodată, fâșiile cu două goluri se pot întrebuința și ca elemente suplimentare.

Panourile cu mai multe goluri se execută de două tipuri: M 14, cu o secțiune de 119,5×14 cm și cu o lungime până la 4 m și M 20, cu o secțiune 79,5×20 cm și cu o lungime până la 5,2 m; atunci când lungimea este mai mare, respectiv până la 6 și 7 m, armătura lor se preîntinde. Se admite să se execute panouri și de lățime mai mare, însă cu condiția să fie un multiplu de 20 cm. Pentru armătură se întrebuințează oțelul St 3, laminat la cald, cu profil periodic, și sârmă trasă la rece, cu diametrul 4—6 mm, acestea din urmă sub formă de plase sudate. Pentru a putea fi ridicate în

[1]) „Condiții Tehnice pentru fâșii de planșee din beton armat, cu mai multe goluri" (TU—76—50), Gosstroiizdat, 1951.

timpul transportului şi al montajului, în fiecare panou sunt prevăzute câte patru bucle, cu diametrul de 8 mm. Fâşia se execută din beton marca 200.

Panourile cu mai multe goluri având dimensiunile de 119,5×318 cm şi grosimea de 14 cm, s'au întrebuinţat la planşeele clădirilor cu carcase şi panouri construite pe Şoseaua Horoşevscaia (Moscova). Conductibilitatea fonică a acestor planşee necesită amenajarea unui strat suplimentar de izolaţie.

Din aceeaşi categorie, fac parte, deasemenea, panourile cu *nervuri dese* (fig. 357), care pot fi considerate ca o varietate a fâşiei chesonate de dimensiuni mai mari; acestea pot fi considerate şi drept planşee cu nervuri dese, cu tavan suspendat (§ 23. punctul 2).

Astfel de panouri pot fi folosite pentru o încărcare utilă de 200, 350 şi 500 kg/m².[1]) Pentru o lungime a acestora de 5 m, nervurile se iau cu înălţimea de respectiv 23, 24 şi 25 cm şi lăţimea de 3, 4 şi 5 cm; grosimea medie de beton este de 8, 8,4 şi 8,6 cm, iar greutate panoului (dimensiunile fiind de 4,99×2,49) este respectiv, de 1,9, 2,2 şi 2,5 t. Panourile se leagă între ele, la colţuri, prin mustăţi (armături) sub formă de bucle.

Desavantajul acestor panouri îl constitue necesitatea de a executa ulterior un tavan neted, din tencuială pe plasă sau din tencuială uscată de ipsos.

Din cel de al doilea tip fac parte panourile cu nervuri dese, având corpuri de umplutură rotunde din blocuri ceramice cu goluri sau din blocuri pline (din silicat spumos). Panourile cu blocuri ceramice se execută cu nervuri pe o direcţie şi pe două direcţii, distanţa dintre ele fiind determinată de dimensiunile blocurilor ceramice.

Iniţial, blocurile care se utilizau pentru panouri, aveau dimensiuni reduse, tip „standard". Acestea au găsit o mare răspândire în practica construcţiilor din oraşul Kiev; utilizând aceste blocuri, distanţa dintre nervuri rezulta de 25 şi 19,7 cm.

Pentru reducerea volumului de muncă, la executarea panourilor, trebue folosite blocuri de dimensiuni cât mai mari. In fig. 358 este reprezentat un panou de 399×225 cm, cu grosimea de 19,5 cm, alcătuit din blocuri ceramice de 50×50×18 cm, a căror fabricare a fost iniţiată la Moscova*). Pentru un panou, sunt necesare de cinci ori mai puţine blocuri cu asemenea dimensiuni decât blocurile tip „standard". Armarea nervurilor se execută cu carcase sudate.

Panourile DIM**), cu blocuri din silicat spumos se execută cu nervuri pe două direcţii (fig. 359). Dimensiunile blocurilor sunt 52,5×50×19,5 cm. Lăţimea nervurilor pe direcţia longitudinală, este de 6 cm, iar pe direcţia transversală, de 4 cm. Nervurile sunt armate cu carcase sudate. Greutatea panoului cu dimensiunile de 399×226 cm reprezintă 210—220 kg/m². Blocurile pot fi executate întrebuinţându-se şi alte materiale uşoare, de exemplu termozit, cheramzit etc., a căror greutate specifică nu depăşeşte 700 kg/m³.

---

[1]) *A. P. Vasiliev:* „Planşee prefabricate de beton armat, pentru clădirile industriale, din elemente cu pereţi subţiri, de dimensiuni mari", din Industria Construcţiilor, Nr. 4, 1950.

*) *V. P. Lagutenco:* „Construcţii de case cu mai multe etaje, prefabricate din panouri mari, cu carcase de beton armat". (Expunere făcută la întrunirea tehnico-ştiinţifică, din Ian. 1951, a Comitetului din Moscova al PC (b) al Uniunii Sovietice).

**) Propuse de Ing. A. N. Dorohov şi S. I. Maximov.

Scanned with OKEN Scanner

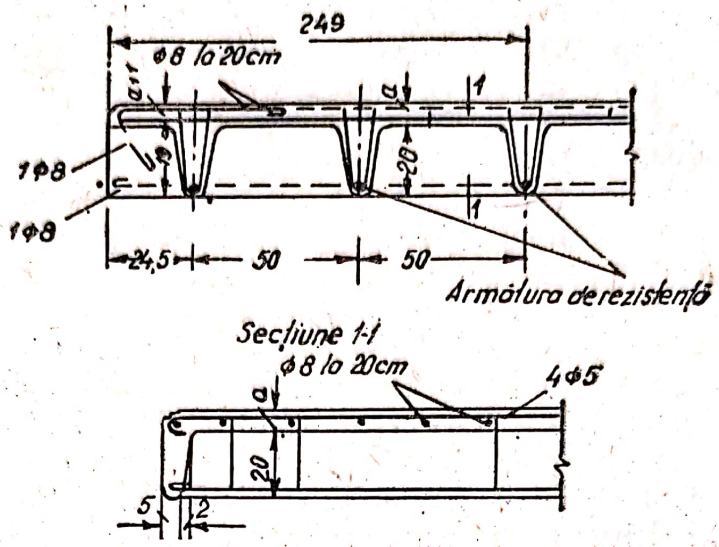


Fig. 357. Panou cu nervuri dese

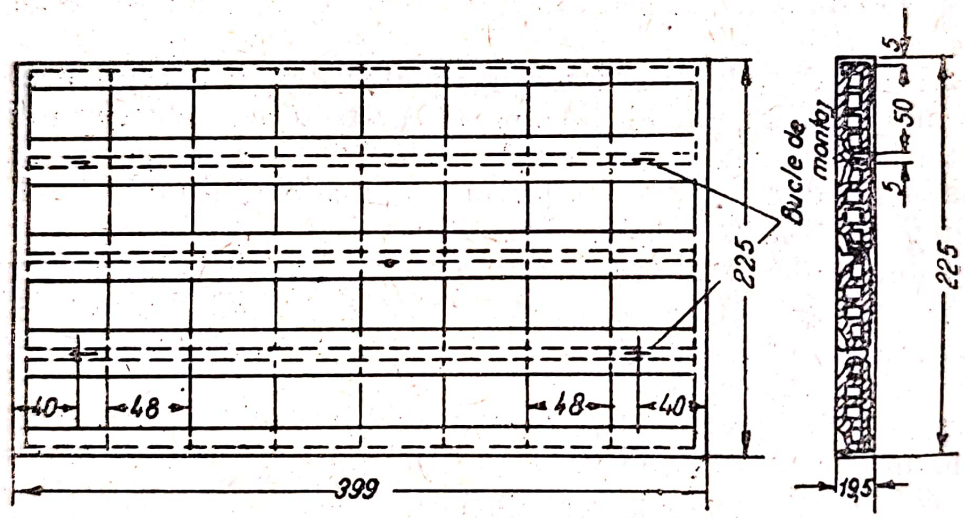


Fig. 358. Panou cu nervuri dese, cu blocuri ceramice

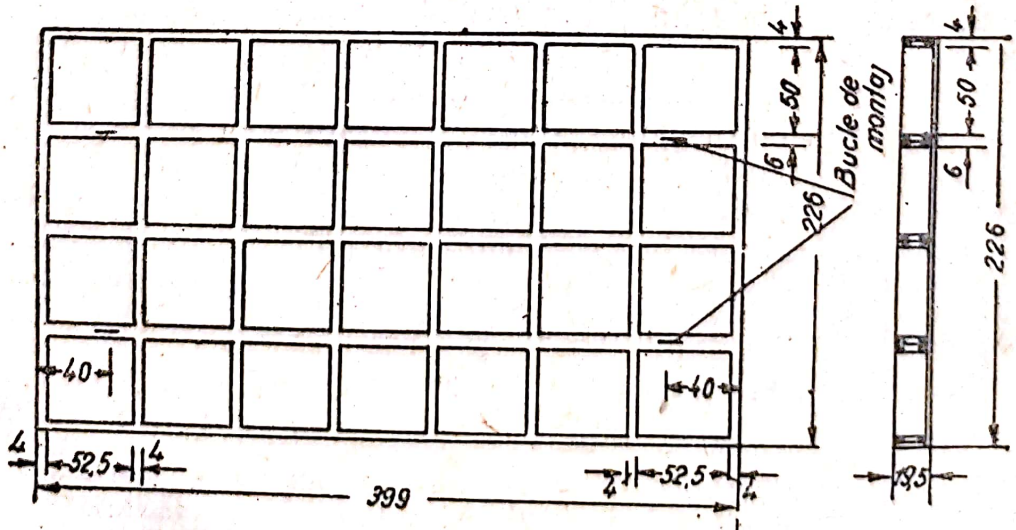


Fig. 359. Panouri DIM, cu blocuri din silicat spumos

După cum s'a constatat din încercările efectuate de V. N. Gornov, comportarea acestor panouri la preluarea sarcinilor locale concentrate este satisfăcătoare.

Panourile cu blocuri ceramice şi din silicat spumos (fără placă superioară) reprezintă elemente de zidărie armată. In cazul executării lor prin tratare cu abur, se realizează o legătură monolită solidă, între carcasa de beton armat a panoului şi blocurile de umplutură.

In calcul, lăţimea echivalentă de beton a zonei comprimate pe metrul de lungime se determină prin formula:

$$b_e = b + b_b \frac{R_b}{R_i}.$$

In tabela 40 sunt daţi indicii tehnico-economici, pentru planşeele dintre etaje, din panourile tip DIM şi din fâşii-grinzi obişnuite, cu două goluri*).

Tabela 40

Indicii tehnico-economici ai planşeelor (pentru 1 m²)

Tipul de planşee	Consumul de material		Greutatea piesei în kg	Greutatea planşeului, în kg	Inălţimea de construcţie a planşeului, în cm
	armătura în kg	beton în m³			
Panouri DIM . . .	4,30	0,040	166 / 188	220 / 240	20
Fâşi-grinzi cu două goluri	6,40	0,083	190	240	18

Notă: 1. Armătura se execută din oţel St. 0.
2. Cifrele dela numitor se referă la panourile cu un strat de finisaj al tavanului din ciment, de 1 cm grosime.

Din tabelă reiese că panourile DIM necesită, pentru aceeaşi greutate a planşeului, mai puţin metal şi beton. Consumul de metal este şi mai redus, în cazul armăturii executate din sârmă trasă la rece, cu limita de curgere $\sigma_c = 4500$ kg/cm².

§ 68. STÂLPI ŞI FUNDAŢII

1. Stâlpi

In construcţiile prefabricate, pe lângă stâlpii cu secţiunea pătrată sau dreptunghiulară, se folosesc şi stâlpi cu secţiunea I (dublu T), cu goluri, şi alcătuiţi din două elemente unite între ele (fig. 360, *a—c*). Executarea acestor stâlpi contribue la o oarecare reducere a greutăţii proprii a elementului, ceeace este deosebit de important pentru stâlpii mari şi grei, al căror transport şi montaj este foarte anevoios.

Pentru stâlpii uşori, este mai indicată secţiunea plină, dreptunghiulară sau circulară.

In scopul reducerii greutăţii stâlpilor, se recomandă să se folosească betoane de mărci superioare, care se obţin în atelierele de prefabricate, nu

*) Conform datelor puse la dispoziţie de inginerul A. N. Dorohov.

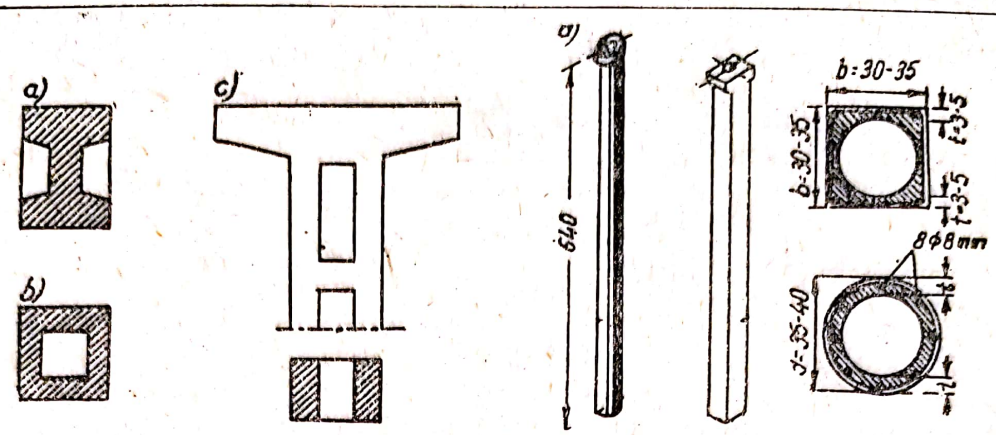


Fig. 360. Secțiuni de stâlpi prefabricați

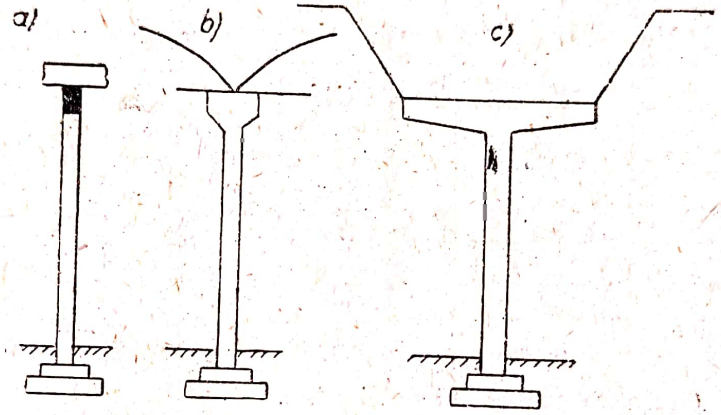


Fig. 361. Diferite feluri de stâlpi prefabricați, în clădiri de tip ușor

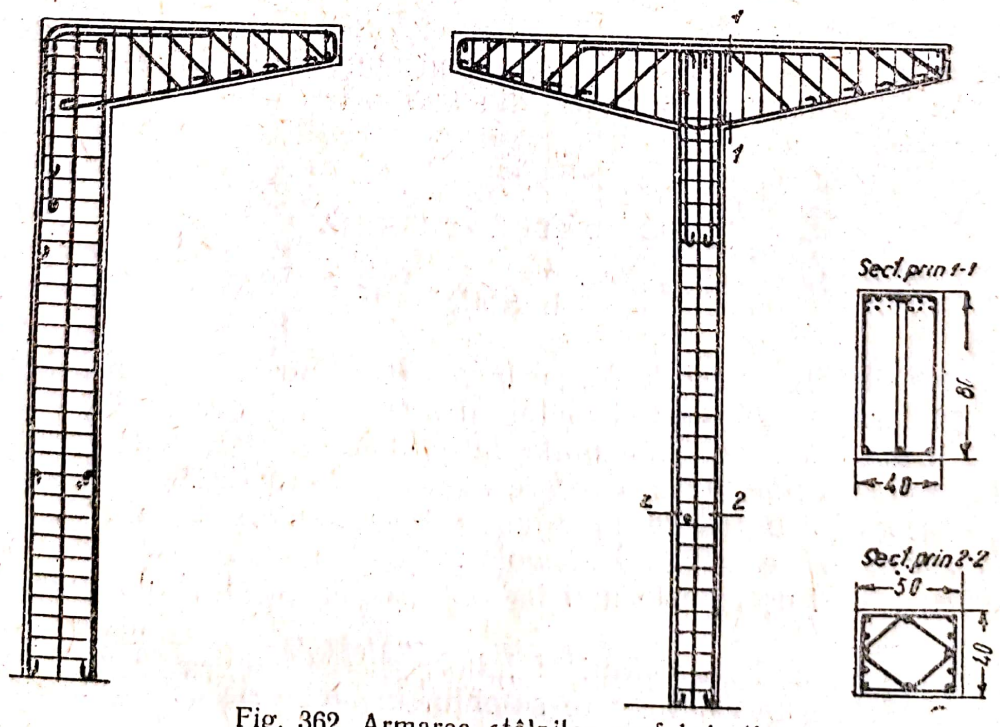


Fig. 362. Armarea stâlpilor prefabricați

atât prin mărirea dozajului de ciment, cât prin reducerea plasticității betonului, vibrare, tratare cu abur etc.

Cel mai eficace mod de execuție al stâlpilor este centrifugarea. In acest caz stâlpii pot fi de secțiune pătrată sau circulară (fig. 360, *d*). Pentru rezemarea grinzilor sau a fermelor, partea superioară a stâlpilor este prevăzută cu un capitel.

In afară de alegerea secțiunii, o mare însemnătate prezintă și alegerea *formei* stâlpului, care depinde de schema constructivă a clădirii.

La clădirile industriale de tip ușor, fără etaj și fără poduri rulante, stâlpii pot fi, în funcție de schema acoperișului (fig. 361): fără console și capiteluri, atunci când învelitoarea se așează pe grinzi principale, care reazemă direct pe capetele stâlpilor; cu capiteluri mici, pentru rezemarea fermelor acoperișului și, în sfârșit, cu console mari, adică stâlpi sub formă de T. In cazul când zidurile portante lipsesc, stâlpii dela capăt au forma de Γ. Stâlpii sub formă de T au o greutate relativ mică — nu mai mult de 4—5 t și, din această cauză, ei se pot executa ușor, dintr'un singur element.

La proiectarea stâlpilor trebue să se țină seamă și de condițiile de execuție, adică de modul de confecționare, de transport și de montaj. Astfel, ținând seama de ușurința de turnare a stâlpilor, este recomandabil ca toate consolele, capitelurile și, în general, părțile ieșite, să fie într'un singur plan.

Pentru a se putea agăța ușor stâlpii, la montaj, este necesar să se prevadă dispozitive speciale, ca: brățări metalice, care se îmbracă pe stâlpi, înainte de ridicare, sau urechi, care se fixează pe stâlpi la betonare.

Armarea stâlpilor se face după regulile expuse în capitolele VII și VIII: uneori, partea inferioară a stâlpilor se întărește printr'un număr mai mare de etrieri sau plase. Pentru stâlpii prefabricați, betonați în poziție orizontală, distanța minimă dintre barele armăturii longitudinale se ia aceeași ca și la grinzi.

In figura 362 se arată armarea stâlpilor sub formă de T și de Γ; la aceștia din urmă, trebue acordată o atenție deosebită, pentru ca barele din stâlpi să treacă, pe o lungime suficientă, în console și viceversa. Lungimea consolelor poate ajunge până la 2,5 m, ea putând fi chiar mai mare.

La clădirile industriale de tip greu, stâlpii sunt deobicei înalți și au poduri rulante; înălțimea stâlpilor ajunge până la 15 m și, uneori, e chiar mai mare, iar greutatea lor, până la 15—20 t. In practica de construcții a clădirilor grele, stâlpii se execută, deobicei, dintr'un singur element.

Astfel de elemente grele pot fi manevrate numai dacă șantierul dispune de mașini de ridicat foarte puternice; aceasta impune reducerea, în măsura posibilă, a greutății stâlpilor, atât prin măsuri constructive cât și prin măsuri de execuție. Atunci când stâlpii ating o greutate de peste 15 t, este indicat să se treacă la betonul armat monolit, cu carcase de armătură portante, de care se fixează cofrajul.

Stâlpii dubli (cu două ramuri) se execută dintr'un singur element.

Condițiile constructive indicate mai sus, pentru stâlpii monoliți dubli, rămân în vigoare și pentru cei prefabricați, cu excepția că la aceștia, pentru a înlesni betonarea în poziție orizontală, este necesar ca secțiunea părții

situate deasupra consolei grinzilor căilor de rulare să aibă aceeași lățime ca și lățimea ramurilor și a diafragmelor părții inferioare.

Numai în cazul când se dispune de o macara cu o capacitate de ridicare prea mică, stâlpii dubli de mari dimensiuni se pot executa din trei elemente separate: două ramuri și partea de deasupra consolei, pentru grinzile căilor de rulare.

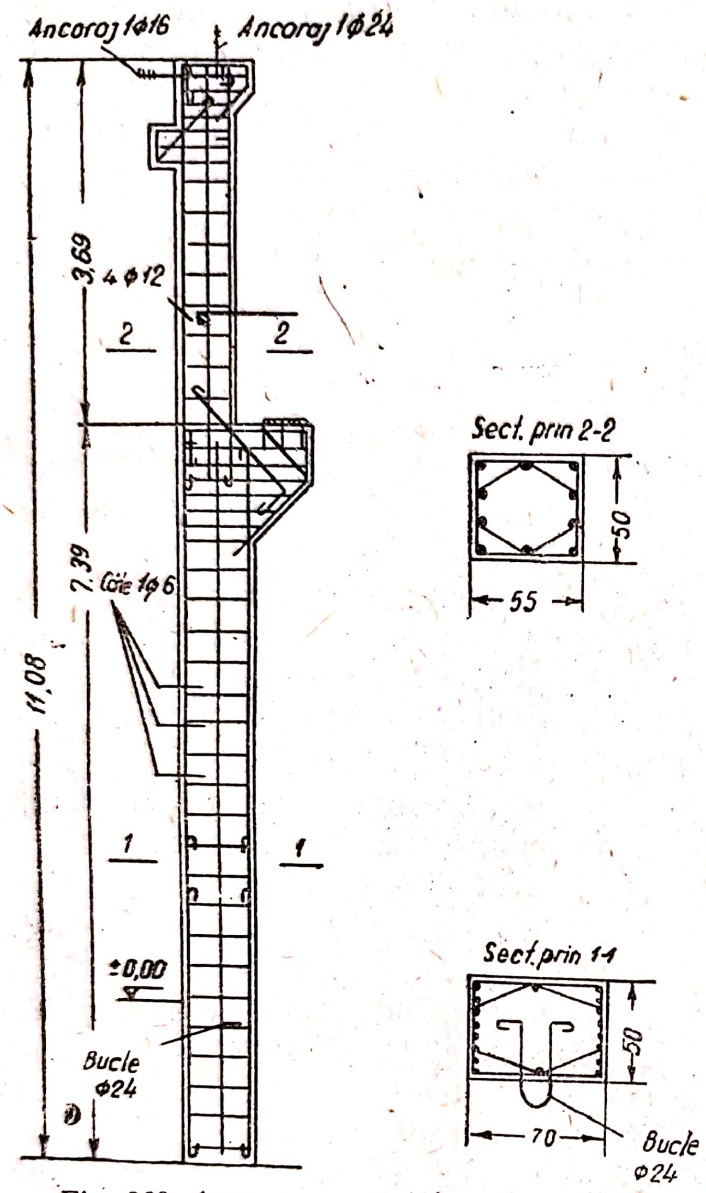


Fig. 363. Armarea unui stâlp care susține un pod rulant

In ce privește modul de a reduce greutatea de montaj a stâlpilor, prin împărțirea lor pe înălțime, dificultatea principală, constă în executarea îmbinărilor; deaceea, această metodă este folosită numai în cazuri izolate.

La clădirile cu mai multe etaje se recomandă ca secțiunea stâlpilor să se păstreze constantă pentru toată clădirea, deoarece astfel se realizează posibilitatea standardizării depline a grinzilor, blocurilor de perete etc. In aceste cazuri, stâlpii pentru diferite etaje diferă între ei în ce privește armarea și rareori în ce privește marca betonului. Sunt cazuri când s'au folosit stâlpi având înălțimea a două și chiar trei etaje.

Dacă stâlpii au secțiune I sau cu gol, întărirea stâlpilor dela etajele inferioare se poate realiza variind grosimea pereților și secțiunea armăturii.

Modurile de îmbinare a stâlpilor pe înălțime sunt expuse mai departe (§ 70).

2. Fundațiile stâlpilor

Stâlpii prefabricați se execută, deobicei, încastrați în fundație. După cum a arătat practica, modul cel mai comod de a realiza încastrarea stâlpilor este acela de a-i fixa într'un pahar, prevăzut în fundația turnată la fața locului. In fig. 364 se dau două tipuri de fundații în trepte, pentru stâlpi prefabricați: simpli și dubli.

Adâncimea încastrării pentru stâlpii simpli trebue să fie cel puțin egală cu dimensiunea cea mai mare a secțiunii stâlpului, iar pentru stâlpii dubli, de cel puțin 0,5 h'; ramurile stâlpilor dubli se unesc în partea inferioară

printr'o diafragmă. Grosimea fundului paharului se ia de 20—25 cm. In partea superioară, grosimea pereților se ia de 20—25 cm, dar cel puțin 0,75 din înălțimea treptei superioare.

Pentru a preveni deteriorarea pereților paharului, în timpul împănării stâlpilor se recomandă ca ei să fie armați, după cum se arată în fig. 364.

La rostul de dilatație se prevede o fundație comună pentru ambii stâlpi.

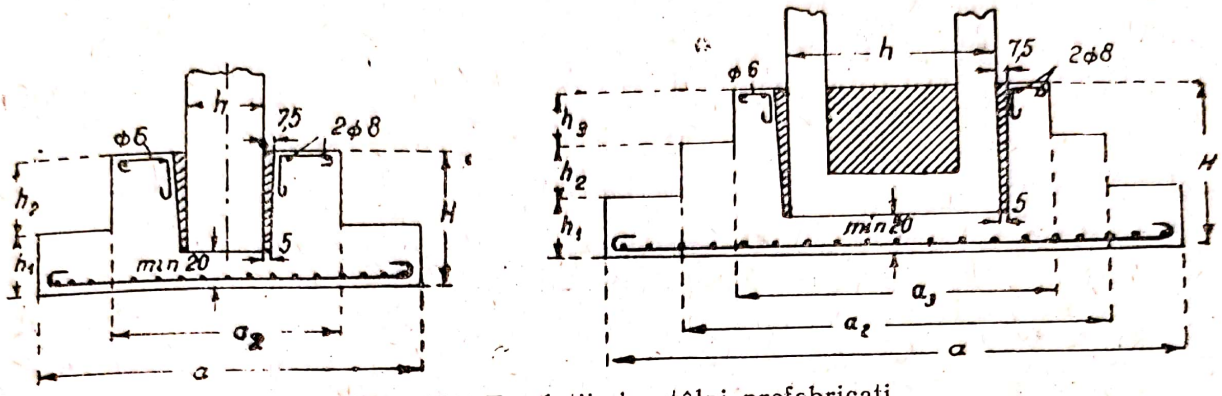


Fig. 364. Fundații de stâlpi prefabricați

Incastrarea stâlpilor se face turnând mortar de ciment în spațiul dintre pereții paharului și stâlpi. Deaceea dimensiunile paharului trebue să fie puțin mai mari decât dimensiunile secțiunii stâlpului. Lățimea spațiului dintre pereții paharului și stâlpi se ia de 7,5 cm în partea superioară și de 5 cm în partea inferioară. Acest spațiu este necesar și pentru a putea așeza exact stâlpul, atunci când se face verificarea axelor verticale ale rândului de stâlpi. Axele trebue să fie, toate, în același plan vertical.

Desavantajul fundațiilor cu pahar constă în faptul că penele de lemn necesare montajului rămân betonate în fundații și mai târziu putrezesc, slăbind legătura dintre stâlpi și fundații. Pentru stâlpi foarte grei se pot folosi pene metalice.

§ 69. ACOPERIȘURI

Betonul armat prefabricat a găsit o răspândire destul de largă la acoperișurile clădirilor industriale, și este de așteptat ca el să găsească în viitor o răspândire și mai mare la aceste părți de construcție. In scopul economisirii metalului, elementele de beton armat prefabricat pot înlocui, în multe cazuri, elementele metalice portante ale acoperișurilor. In momentul de față, această înlocuire este înlesnită de posibilitatea folosirii betoanelor de mărci superioare, a carcaselor de armătură sudată și a metodelor mai perfecționate, de alcătuire a elementelor de construcții.

1. Plăci pentru acoperiș

Plăcile izolate se execută, deobicei, cu o singură deschidere, pentru lungimi până la 3 m; ele nu trebue să fie prea grele, spre a putea fi ușor transportate și așezate cu mâna.

După modul de alcătuire, plăcile se pot împărți în plăci cu secțiunea plină, cu nervuri și cu goluri.

a) Plăcile de beton armat, obișnuite, cu *secțiune plină* (plane) găsesc o folosire limitată la acoperișurile clădirilor industriale (la dolii, pereți sub ferestrele luminatoarelor). Ele se execută din beton obișnuit (greu), marca 170 sau din beton ușor (beton cu sgură, cu piatră ponce, cu cheram-

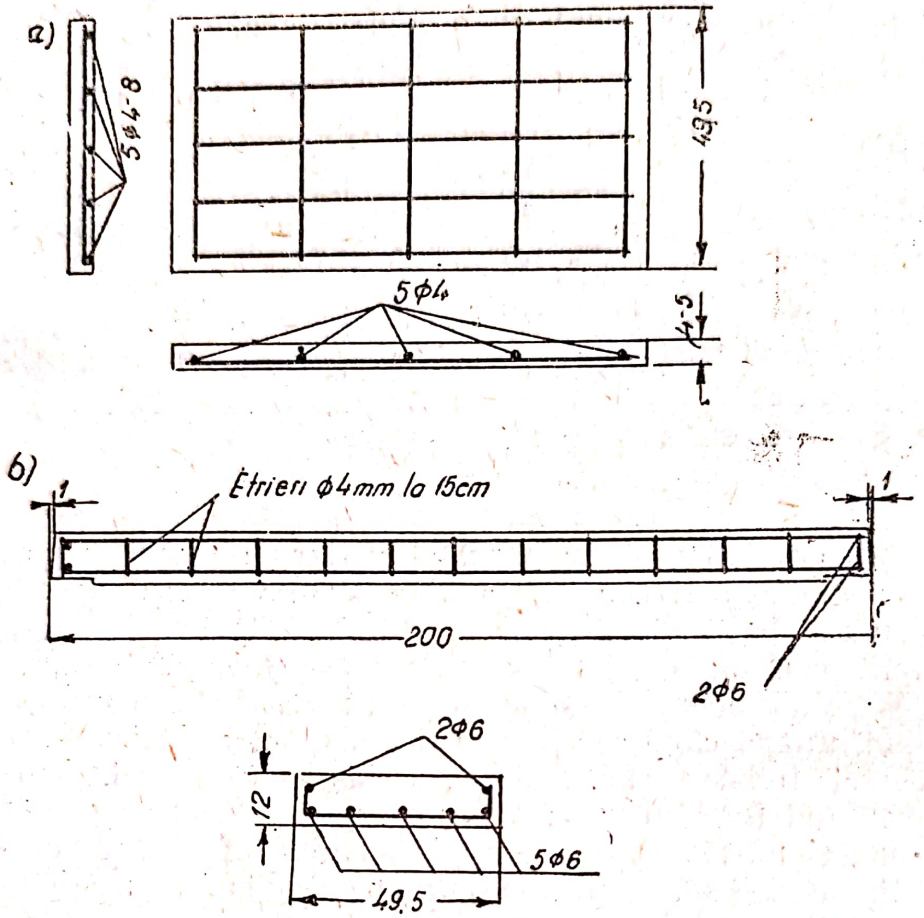


Fig 365. Plăci prefabricate, cu secțiune plină

zit) de marca 70 și 110. In primul caz, grosimea plăcilor este deobicei de 4—5 cm, iar în al doilea, de 6—7 cm, la deschideri rareori mai mari de 2 m și la o lățime de 49,5 cm (50 cm). Plăcile se armează cu bare separate de oțel beton, sau cu plase sudate (fig. 365, *a*).

Există diverse tipuri de astfel de plăci, din beton greu și beton ușor, de diferite lungimi, grosimi și cu diferite procente de armare.

Plăcile de beton spumos armat (armopenobeton), care au fost propuse pentru prima dată în anul 1937 de ȚNIPS, împreună cu Promstroiproect, sunt folosite pe scară largă în U.R.S.S., la acoperișurile clădirilor industriale. Caracteristice pentru modul de executare al acestor plăci este introducerea în compoziția betonului spumos a nisipului cuarțos, măcinat, și tratarea cu abur a pieselor, în autoclavă, la o presiune de 8—10 at, pentru a se reduce contracția și a se realiza o rezistență și o durabilitate mai mare.

După cum au arătat cercetările efectuate de V. N. Gornov[1]), la plăcile

[1]) *V. N. Gornov* și *V. I. Ivanov:* „Fâșii de planșee din beton armat spumos, în: „Elemente de construcții și materiale folosite în construcții urbane" ed. 7. Editura de Stat pentru Arhitectură și Urbanistică, 1950, pag. 30.

arătate este necesar să se folosească carcase sudate sub formă de cheson (fig. 365, *b*). Armătura legată nu asigură plăcilor o capacitate de rezistență constantă, din cauza posibilității de a se distruge aderența dintre armătură și beton și a se smulge barele de rezistență în dreptul reazemelor. Afară de aceasta, carcasele sudate, executate fără ciocuri, necesită un consum de oțel cu 20%, mai mic decât cele legate.

Greutatea specifică aparentă a acestor plăci este de 700—800 kg/cm². Proprietățile termoizolante bune ale betonului armat spumos permit să se realizeze, fără un strat izolator suplimentar, un planșeu semiizolant, din punct de vedere termic, de 10—12 cm grosime, a cărui greutate este cu 20—30% mai mică decât aceea a planșeului din plăci de beton armat obișnuit, cu nervuri.

In ultimul timp au început să fie utilizate și plăcile de silicat armat (armosilicat), care au aproximativ aceeași greutate specifică aparentă.

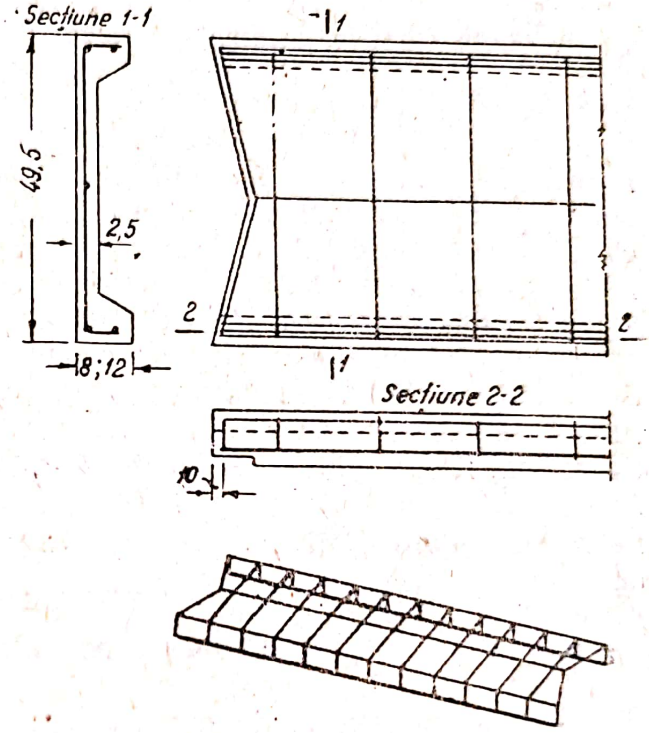


Fig. 366. Placă cu nervuri

b) *Plăcile cu nervuri* sunt foarte răspândite la construirea acoperișurilor. Ele se execută din beton greu (obișnuit)[1]) sau ușor. Acestea din urmă se admit în halele industriale, cu umiditate normală.

Se disting două tipuri de plăci: cu capetele drepte, care se folosesc atunci când se așează pe grinzi I din beton armat sau metalice, și cu capetele (unul sau amândouă) având o tăietură triunghiulară (sau trapezoidală), atunci când se așează pe oțel U (fig. 366).

Plăcile se armează cu bare izolate sau cu carcase sudate. In acest din urmă caz carcasele se execută plane și, după aceea, se îndoaie la mașina de îndoit. Grosimea stratului de acoperire, pentru barele de rezistență se ia de 1,5 cm.

Plăcile cu nervuri se execută pentru diverse deschideri (dela 1,3 până la 3 m) și diverse încărcări (până la 500 kg/m²). La plăcile din beton obișnuit, înălțimea nervurilor este deobicei de 8 cm, iar la cele din beton ușor, de 8—12 cm, în funcție de marca betonului și de mărimea deschiderii. Grosimea plăcii dintre nervuri este: pentru primele, de 2,5 cm, pentru celelalte de 3—3,5 cm. Grosimea medie este de 3,8 și, respectiv, 4,2—5,6 cm.

Sunt stabilite sortimente de plăci cu nervuri, din beton greu și ușor.

[1]) GOST 514—48

c) *Plăcile de ciment armat (chesonate cu nervuri dese)*[1]) elaborate de Institutul Promstroiproect, pot înlocui şi pot fi înlocuite prin plăci cu nervuri obişnuite şi se execută, deasemenea, de două tipuri: cu capete cu tăieturi (fig. 367) şi cu capete drepte.

Aceste plăci sunt aproape de două ori mai uşoare decât plăcile cu nervuri obişnuite. Această reducere a greutăţii se realizează prin forma lor de cheson şi prin reducerea grosimii plăcii dintre nervuri, până la 1 cm.

Plăcile cu nervuri dese se armează numai în nervuri, iar armătura se execută din carcase sudate din oţel subţire, tras la rece. Astfel de plăci trebue executate din beton marca 250, în tipare metalice rigide.

Greutatea redusă a plăcilor uşurează, în mod sensibil, montajul lor şi reduce la jumătate cheltuelile de transport. Afară de aceasta, folosind aceste plăci, se realizează o uşurare a elementelor portante ale acoperişului, ceeace, în cazul unui schelet de oţel permite o economie de circa 2 t de metal, la 1000 m² de suprafaţă clădită.

d) *Plăci cu goluri.* Pentru reducerea greutăţii proprii, în astfel de plăci se lasă goluri rotunde (fig. 368) sau ovale, care merg dealungul deschiderii. Plăcile pot fi executate tot din beton greu sau din beton uşor. In funcţie de deschidere (până la 2,5 m) şi de sarcini, grosimea lor este de 8—12 cm, lăţimea lor fiind deobicei de 25—30 cm (până la 50 cm) armarea se face cu bare de 6—8 mm. Pentru executarea plăcilor de acest tip sunt necesare maşini speciale. In prezent, aceste plăci nu au găsit o răspândire largă.

2. Elemente de construcţie portante

Pentru elementele de construcţie portante ale acoperişurilor, se folosesc, în funcţie de mărirea deschiderii: grinzi de secţiunea T, grinzi I cu inima cu goluri, ferme de diverse forme, arce, cadre.

Aceste elemente de construcţie se pot executa pe şantier, sau în fabrici de elemente de beton armat; acestea din urmă sunt mai indicate în centrele industriale mari, unde este posibilă o desfacere largă a lor, în cazul când distanţa de transport este până la 100 km. Se înţelege că, atunci când se execută în fabrici elemente de construcţie de deschideri mari, este necesar ca ele să fie împărţite în elemente relativ mici, care să se îmbine la faţa locului, prin îmbinări metalice.

a) *Grinzi de acoperiş, cu secţiunea T şi I*

Grinzile de acoperiş cu secţiunea T se folosesc la deschideri relativ mici: dela 6 la 12 m, distanţa dintre ele fiind de 2—3 m.

Secţiunea grinzilor se ia astfel, încât nervura să aibă grosimea minimă, grosime care se determină din condiţia de aşezare a carcasei sudate, ale cărei bare se dispun în două şi chiar în trei rânduri.

In figura 369, la o înălţime a grinzii de 55 cm, grosimea nervurii s'a luat de 12 cm, iar lăţimea tălpii, de 25 cm. Aceste dimensiuni se determină din condiţiile de rigiditate la ridicare şi montare; la reazeme (zid sau grindă

[1]) Normativ. Plăci de ciment armat pentru acoperişuri de clădiri industriale (N R—138—49), Stroiizdat, 1950.

Scanned with OKEN Scanner

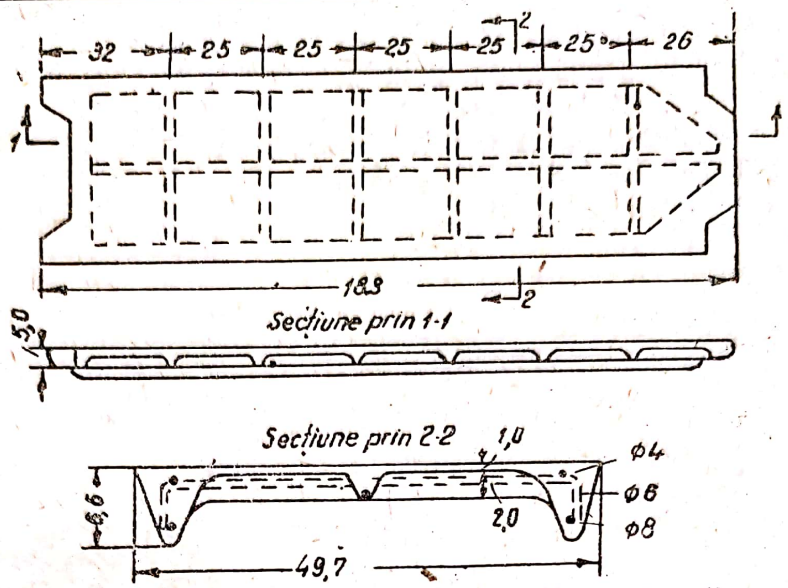


Fig. 367. Placă de ciment armat (armociment)

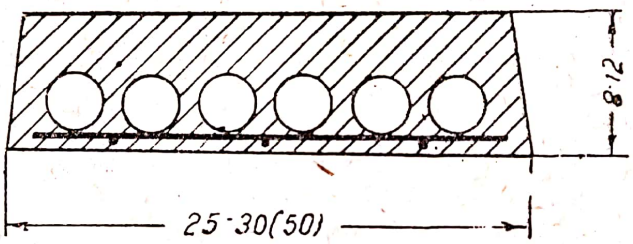


Fig. 368. Placă cu goluri

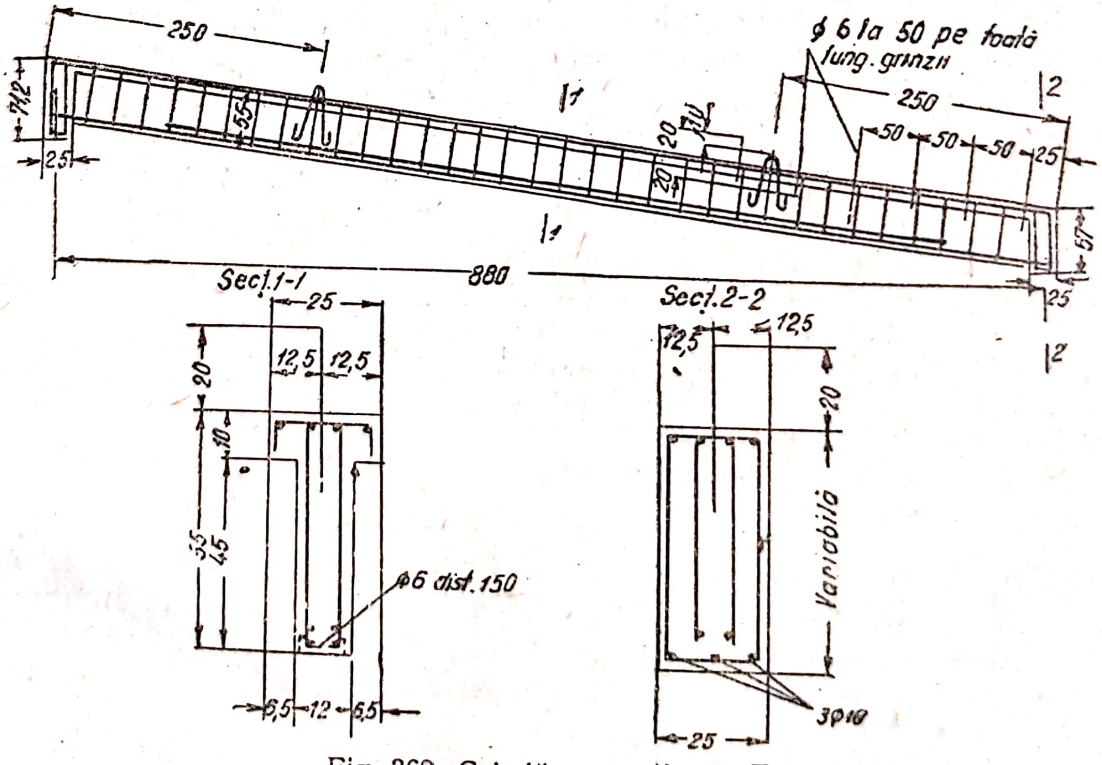


Fig. 369. Grindă cu secțiunea T

specială de rezemare) secțiunea s'a luat dreptunghiulară cu lățimea de 25 cm. Pe grinzi se așează plăci cu nervuri sau plăci de armociment, iar pentru rigidizare, se prevăd, din grindă, mustăți de 6 mm.

După cum au arătat calculele Institutului de proiectări de construcții industriale (Promstroiproect) din Leningrad, acest tip de acoperiș permite o economie de beton de 44% și de oțel beton de 25%, față de un planșeu de acoperiș cu nervuri turnat pe loc.

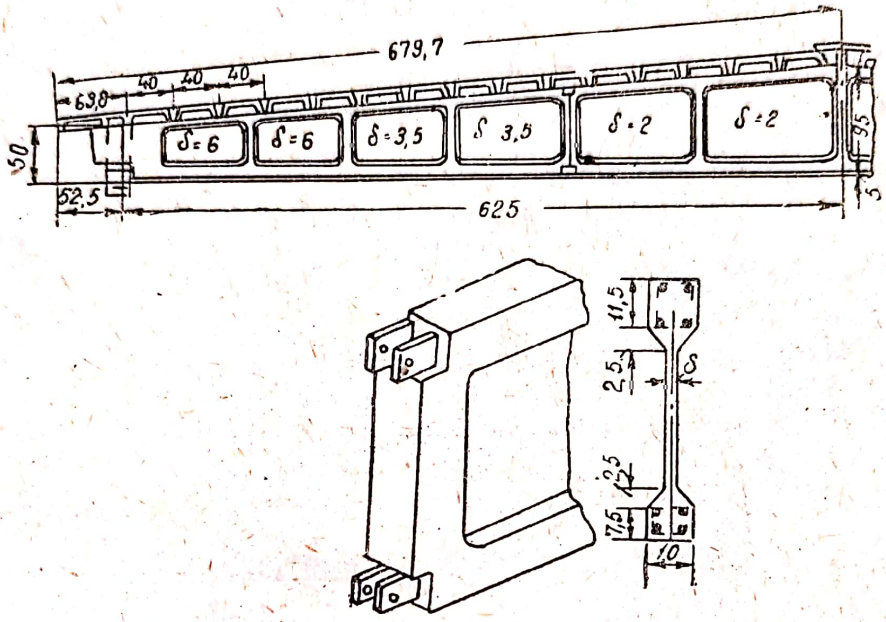


Fig. 370. Grindă I, compusă

Grinzile I sunt și mai economice și se pot folosi la deschideri până la 12—15 m, așezându-le la 2—3 m, una de alta (fig. 370)[1]..

Inima grinzii are grosimea variabilă, cu dimensiunea minimă de 2—3 cm, la mijlocul deschiderii grinzii, și îngroșându-se treptat, înspre reazeme, unde are secțiunea dreptunghiulară plină. Talpa inferioară și cea superioară se armează cu bare drepte din oțel beton; ele se leagă cu etrieri sau se fretează; inima se armează, în loc de etrieri, cu carcase sudate.

Astfel de grinzi, executate în fabrică, se compun din trei părți, a căror îmbinare se realizează cu ajutorul unor plăci metalice, prevăzute în talpa superioară și în cea inferioară, care se sudează la armătură și se prind, la fața locului, cu buloane (în funcție de tipul îmbinării, sistem Dmitriev).

Pe grinzi se montează plăci cu nervuri, iar în rosturile dintre ele se toarnă mortar de ciment.

b) *Ferme*

In cazul unor deschideri mari (peste 12 m) și unei înălțimi constructive disponibile mari, poate fi rațională executarea acoperișului cu ferme de beton armat. Executarea fermelor de beton armat monolite nu este avantajoasă, deoarece economia realizată prin reducerea greutății proprii este anu-

[1]) *A. P. Vasiliev*: „Elemente de construcții prefabricate de beton armat, executate la fabrică" din „Industria construcțiilor", No. 5, 1947.

lată de costul ridicat al cofrajului și de dificultățile de execuție a lucrărilor. Deaceea, fermele de beton armat au început să fie folosite numai din momentul când ele au fost executate prefabricat și apoi aduse la locul de montaj (fig. 371).

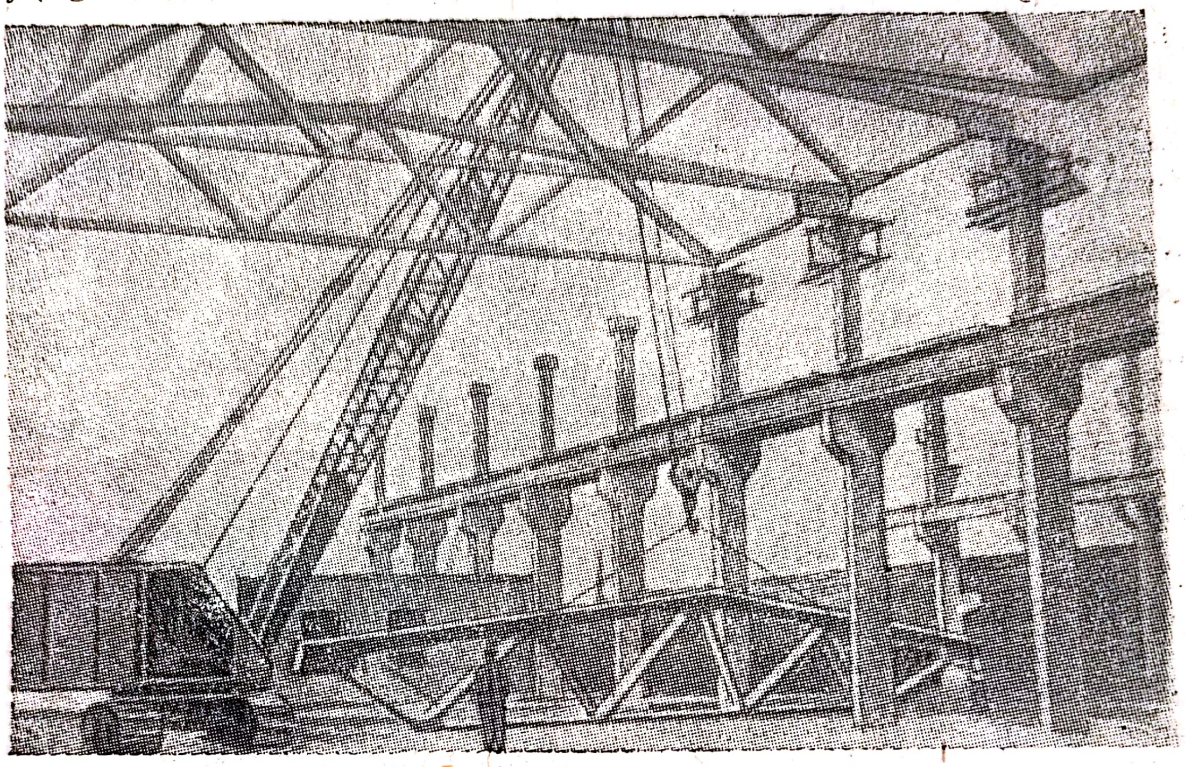


Fig. 371. Montarea unei ferme prefabricate

In raport cu fermele metalice, cele de beton armat permit o economie de oțel de 50—60%, și o reducere a prețului de cost de circa 30%.

Forma fermelor de beton armat este determinată de forma acoperișului precum și de dispoziția și forma luminatoarelor (fig. 372). Cea mai indicată formă a tălpii superioare este cea poligonală, care se apropie de curba de presiune *(a)*. Ea poate fi însă și trapezoidală, talpa superioară având înclinarea corespunzătoare pantei învelitorii *(b* și *c)*. Se întâlnesc și ferme triunghiulare *(d)*.

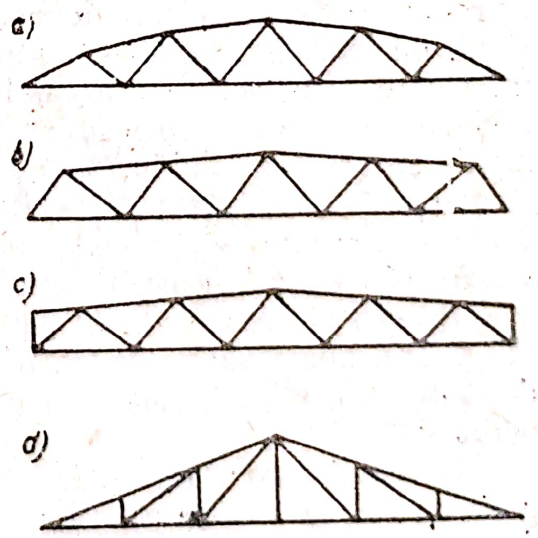


Fig. 372. Scheme de ferme de beton armat

In mijlocul deschiderii înălțimea fermei se ia de $^1/_6$ până la $^1/_9$ din deschidere. Fermele se execută dintr'un singur element, ele putând fi însă și compuse, deobicei din două elemente care se îmbină între ele, la fața locului, prin îmbinări metalice.

Pentru executarea fermelor, se folosesc betoane de marcă superioară (170 până la 250) și cu un procent de armare ridicat, ceeace are drept ur-

mare o reducere a greutății proprii a elementului. In talpa inferioară procentul de armare ajunge până la 10% și chiar mai mare.

Este indicat ca secțiunea elementelor fermei să se ia dreptunghiulară și de aceeași lățime, pentru a se ușura turnarea fermei în poziție orizontală.

Armăturile tălpii superioare se ancorează în nodurile dela reazemele fermei, prin sudarea unor bucăți de oțel U, oțel cornier sau plăci metalice groase. Innădirea armăturii tălpii inferioare se face prin sudură.

Nodurile fermei trebue armate cu bare speciale, cu diametrul de 10—16 mm, în funcție de deschiderea fermei: două asemenea bare se așează pe conturul nodului și se leagă cu etrieri (fig. 373, detaliu).

In elementele armate cu un singur rând de bare, etrierii se înlocuesc cu o fretă din sârmă arsă, având diametrul de 1,5—2 mm. Rezemarea fermelor pe stâlpi se face cu ajutorul unor plăcuțe metalice de 10—12 mm, la care sunt sudate buloane de scelment, de 10—16 mm diametru și care se așează la betonarea nodului de reazem al fermei.

Pe fermele de beton armat, se așează fâșii — grinzi sau plăci așezate pe pane de beton armat.

Pentru simplificarea lucrărilor, se recomandă ca luminatoarele să se execute din oțel; sarcina dela luminator se transmite în nodurile fermei.

In cele ce urmează se dă ca exemplu, construcția unei ferme cu panouri triunghiulare, cu diagonalele dela capăt îndreptate în jos (fig. 373). Această fermă s'a folosit la acoperișul unei hale mari de montaj (fig. 383)[1]. La alegerea sistemului de zăbrele, s'a luat în considerare posibilitatea unei eventuale desfaceri, în caz de necesitate, a fermei, în două părți, pentru a se ușura execuția; s'au proiectat panouri mari. Fermele acoperă o deschidere de 21 m, iar înălțimea lor s'a luat de $^1/_8$ din deschidere (în loc de $^1/_7$ l, cum se ia deobicei), pentru a se reduce cubajul clădirii. Distanța dintre stâlpi este de 6 m. Fermele reazemă cu talpa superioară pe stâlpi, ceeace complică, într'o oarecare măsură, construcția elementelor întinse și mărește lungimea stâlpilor, însă asigură stabilitatea fermelor în timpul montajului. Pentru a se reduce secțiunea elementelor întinse, armătura lor se așează într'un singur rând, iar barele se sudează într'un pachet plan. O parte din barele tălpii inferioare se petrec în diagonalele extreme (nodul *B*) și se încastrează în nodurile de reazem, prin ancoraje de oțel cornier (nodul *A*). Celelalte elemente se armează dublu, simetric. Betonul este de marca 200, iar greutatea fermei de 7,7 t. Panele acoperișului sunt din beton armat cu coarde de oțel preîntinse și au o secțiune T, cu talpa la partea inferioară. Pe pane se montează plăci de beton armat spumos.

Procentul ridicat de armare a elementelor fermei, în special al tălpii inferioare, poate să fie cauza formării fisurilor. Deaceea, în acest caz, este deosebit de indicată folosirea unei armături cu profil periodic și preîntinderea ei[2]).

In cazul executării în fabrică a fermelor de 10—15 m deschidere, se prevede ca ele să fie formate din trei părți (fig. 374), una centrală și două de reazem, asamblate la locul de montaj, prin îmbinări metalice, la nivelul tălpii superioare și al celei inferioare.

---

[1]) *A. I. Altschuller:* „Executarea unei clădiri industriale fără etaj, din elemente prefabricate de beton armat" din „Industria Construcțiilor", Nr. 8, 1950.

[2]) A se vede capitolul XVI.

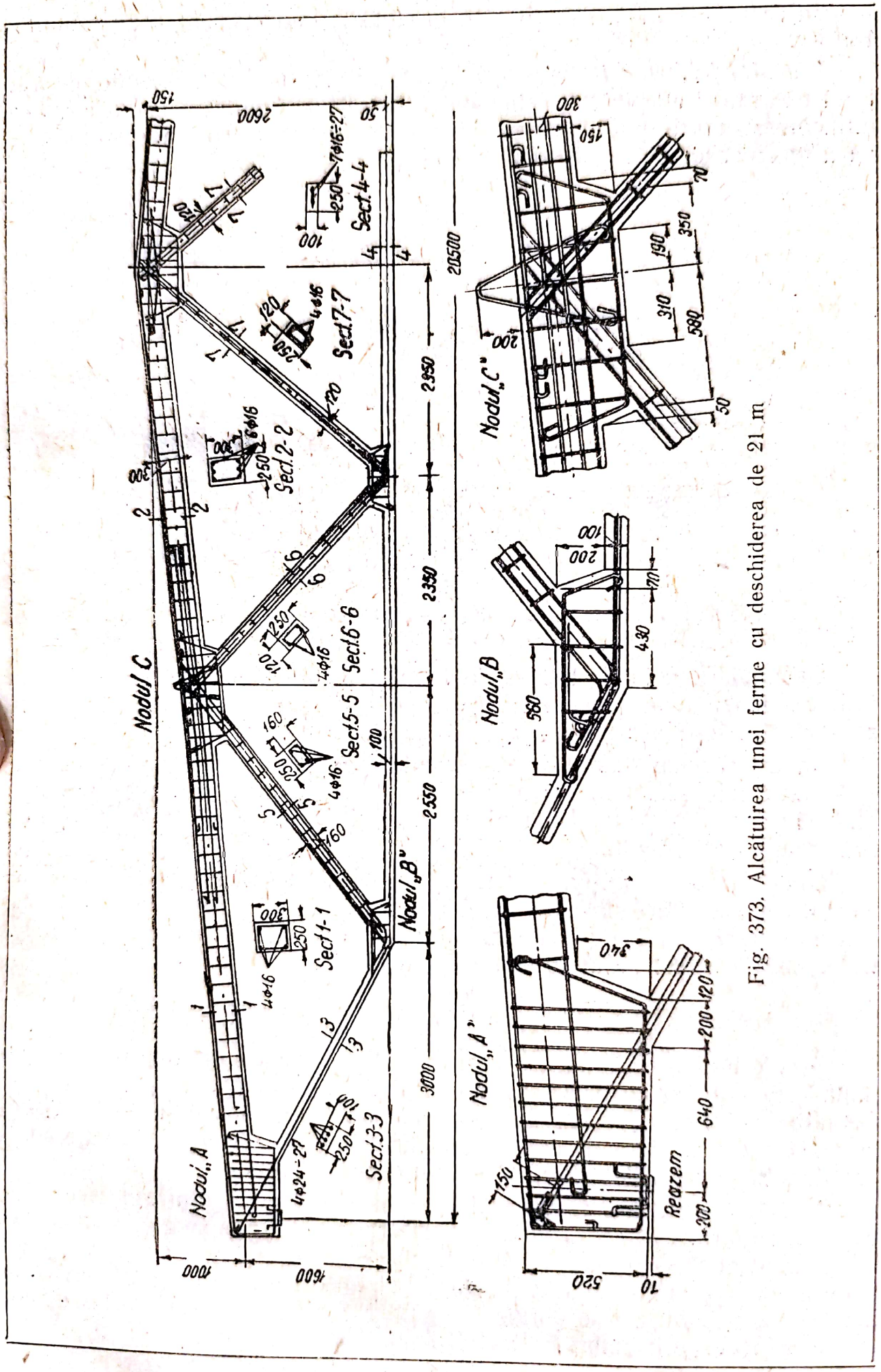


Fig. 373. Alcătuirea unei ferme cu deschiderea de 21 m

In cazul deschiderii de 10 cm, greutatea unui element este de numai 130 kg.

Calculul fermelor de beton armat se face prin metode obișnuite, cu ajutorul diagramei eforturilor, neluându-se în calcul rigiditatea nodurilor, care influențează foarte puțin valoarea eforturilor. Acest lucru a fost stabilit pe baza încercărilor de ferme, efectuate de ȚNIPS, și a calculelor teoretice.

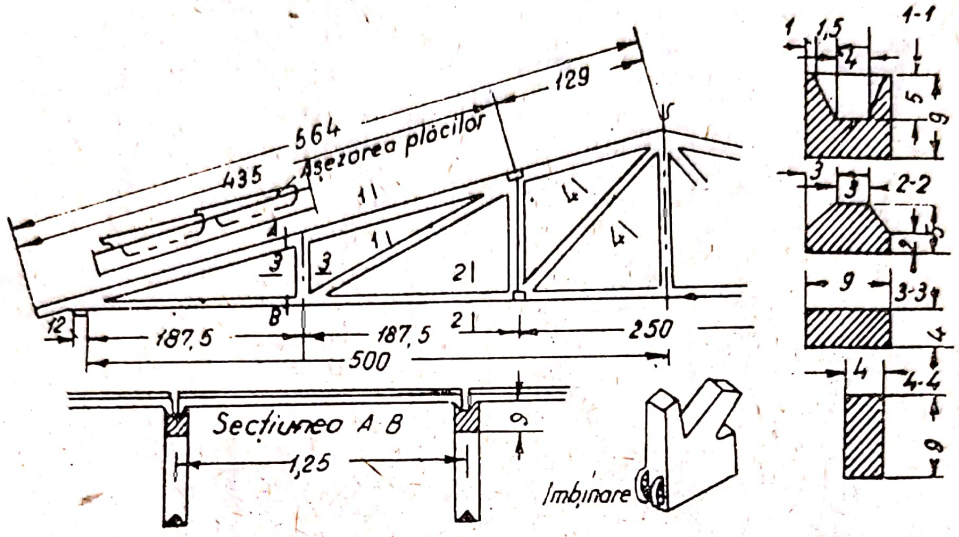


Fig. 374. Fermă compusă (din trei părți) cu deschiderea de 10 m

Calculul fermelor trebue să fie făcut și pentru eforturile de montaj, la ridicarea lor în două puncte ale tălpii superioare, și pentru cazul când plăcile acoperișului sunt așezate numai pe o jumătate de fermă.

La calculul de flambaj, perpendicular pe planul fermei, se ia ca lungime de calcul (de flambaj) a tălpii superioare, distanța dintre nodurile fixate în sens longitudinal, înmulțită cu coeficientul 0,7 sau 1, în funcție de construcția acoperișului.

Dimensionarea secțiunii elementelor fermei se face ținând seamă de efortul cel mai mare, în calcul trebuind să se ia și sarcina dela monoșine sau alte sarcini aplicate la talpa inferioară a fermei. Lățimea diagonalelor trebue să fie de cel puțin 10 cm.

c) *Arce*

Arcele prefabricate de beton armat pot fi de două tipuri principale: cu două articulații și cu tirant cu trei articulații, formate din două jumătăți. Deobicei, la acoperișuri se folosesc arce cu două articulații și cu tirant rigid. Acestea au, față de cele cu trei articulații, o serie de avantaje apreciabile, din punctul de vedere al ușurinței montajului.

In cele ce urmează se va arăta numai modul de alcătuire a arcelor cu două articulații. Ele se execută, de preferință, dintr'un singur element; în cazul când au însă o greutate și o deschidere mare iar pe șantier nu există utilajul corespunzător de montaj, ele trebue uneori împărțite, în câteva părți. In acest caz, pentru a se obține o legătură rigidă între elementele componente, se recurge la îmbinări metalice.

In comparație cu fermele de beton armat, arcele necesită un consum mai mare de material și au o greutate ceva mai mare, deoarece condițiile lor de lucru, la sarcini nesimetrice, sunt mai defavorabile.

In fig. 375 este reprezentat un arc cu două articulații, cu tirantul rigid (din profil laminat), de 18 m deschidere. Greutatea arcului este de 10 t. La astfel de arce, articulația dela reazem se execută în modul următor: se fixează de arc și de capul stâlpului plăcuțe metalice (cu ajutorul unor etrieri sudați de ele); la așezarea arcului, trebue să se aibă în vedere ca aceste plăci să se suprapună perfect, spre a se realiza o rezemare centrică.

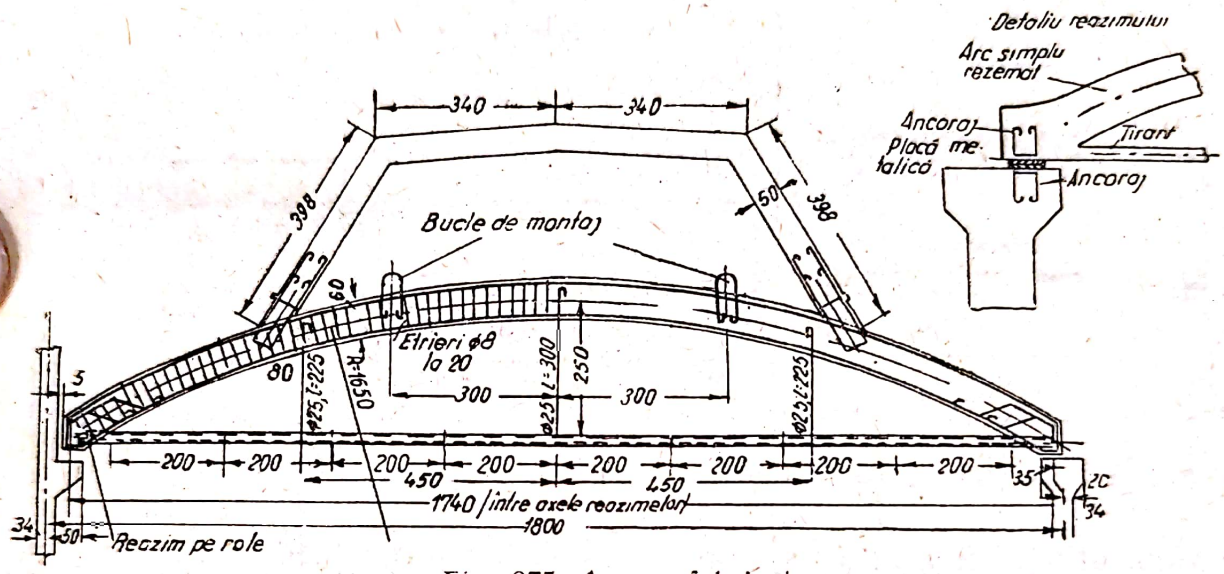


Fig. 375. Arc prefabricat

Ridicarea arcelor se face prinzându-le de două urechi, care se găsesc la 0,15 *l* dela mijloc; în acest caz, urechile se găsesc deasupra centrului de greutate al arcului și, în timpul ridicării, arcul se găsește în echilibru stabil.

După așezarea arcului la locul lui, tirantul metalic se acoperă cu un strat de 3—4 cm de mortar de ciment, pe rabiț.

Pe arce se așează fâșii — grinzi de beton armat, de exemplu plăci chesonate, de tip lat.

Un exemplu de arce cu două articulații, formate din două jumătăți, îl constitue arcele de 20,75 m deschidere, dela sala de mașini a unei hidrocentrale. La cheia arcului, se prevede o îmbinare metalică. Articulațiile reazemelor sunt formate din plăci de plumb, de un centimetru grosime, și din dornuri.

d) *Cadre*

Cadrele prefabricate pot fi de două tipuri:

a) compuse din elemente separate: grinzi și stâlpi, legate prin îmbinări rigide și

b) cadre întregi.

Deoarece elementele de tipul al doilea nu pot fi transportate, ele nu se vor executa decât la fața locului.

Primul tip de cadre prefabricate este mai complicat, din punct de vedere constructiv, însă elementele lui componente pot fi executate nu numai pe şantier, ci şi în fabrică, dat fiind că transportul lor nu prezintă niciun fel de dificultate.

Cadre din elemente separate. Prin acest procedeu, folosit pentru prima dată în anul 1927, cadrul (fig. 376) se împarte, în orice secţiune (de preferinţă însă în cele de efort minim), în elemente separate, care se unesc pe loc,

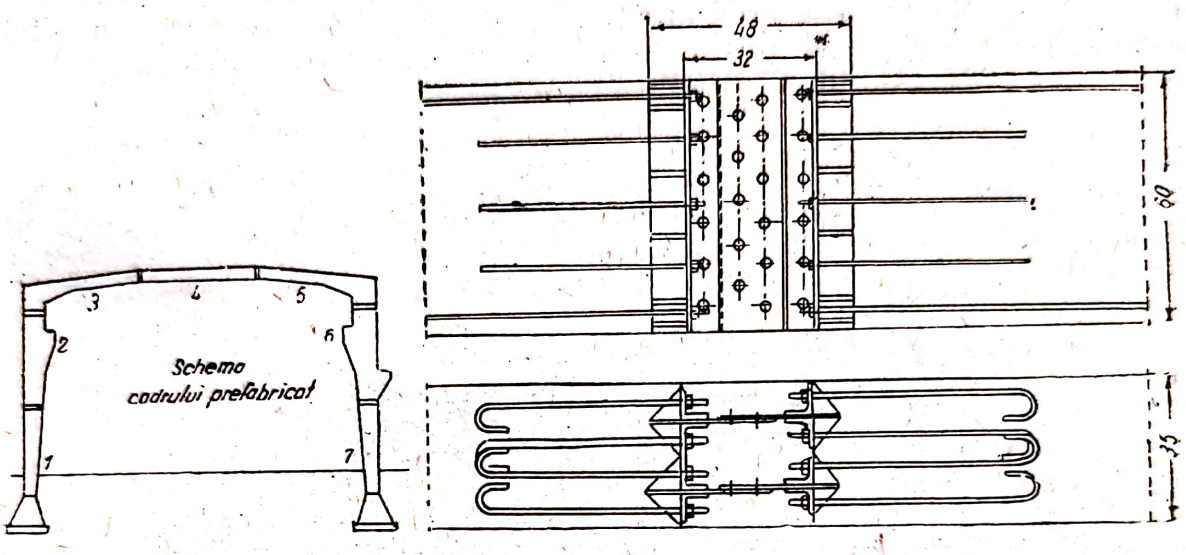


Fig. 376. Schema unui cadru prefabricat (compus) şi detaliul îmbinării metalice

cu ajutorul unor îmbinări metalice. Datorită legăturii sigure dintre diferitele elemente componente, construcţia asamblată în acest mod poate fi considerată monolită şi calculată în consecinţă. Contracţia betonului în cadru nu se mai manifestă, întrucât ea se termină aproape complet, înainte de asamblarea cadrului.

La folosirea acestui procedeu, asamblarea se poate face fără schele, numai cu ajutorul unor platforme de lucru foarte uşoare, de tipul celor întrebuinţate la asamblarea construcţiilor metalice.

La început, îmbinările metalice ale cadrelor mari constau din bucăţi de oţel I, sau din bucăţi de oţel U nituite, ale căror tălpi se fixau în capetele elementelor, prin mustăţi sau prin bare speciale, prevăzute la capăt cu filet, şi betonate în aceste capete.

Profesorul Hlebnicov a propus o modificare a acestei îmbinări, şi anume cu ajutorul unor plăci verticale, prinse cu buloane sau cu nituri. Aceste plăci se fixează de capetele elementelor, prin corniere nituite sau sudate, a căror rigiditate se asigură prin nişte console, sudate de corniere şi de plăcile verticale (fig. 376).

Pentru a se înlesni asamblarea cadrelor, se recomandă ca părţile lor să nu se execute separat, ci într'un tipar comun, în poziţie orizontală, aşezând în tipar piesele îmbinărilor metalice[1]). După turnare, îmbinările se desfac şi cadrul se împarte în elemente separate.

[1]) In poziţia şi cu legăturile (provizorii) aşa cum vor fi după montare. (N. R.)

După terminarea montajului, îmbinarea metalică poate fi betonată, deși are o rezistență suficientă și fără betonare.

In comparație cu o grindă monolită, săgeata unei grinzi prevăzute cu o îmbinare metalică de tipul Hlebnicov este de 1,4 ori mai mare. Din această cauză, îmbinarea trebue să fie așezată în secțiunile de moment minim.

Aceste îmbinări au fost folosite în special la cadrele mari și la grinzile grele. Ele au fost utilizate la asamblarea scheletului de rezistență al sălii de mașini a unei mari hidrocentrale, ai cărei stâlpi aveau o înălțime de 18,5 m și erau alcătuiți din patru elemente separate, de câte 8—15 t greutate fiecare.

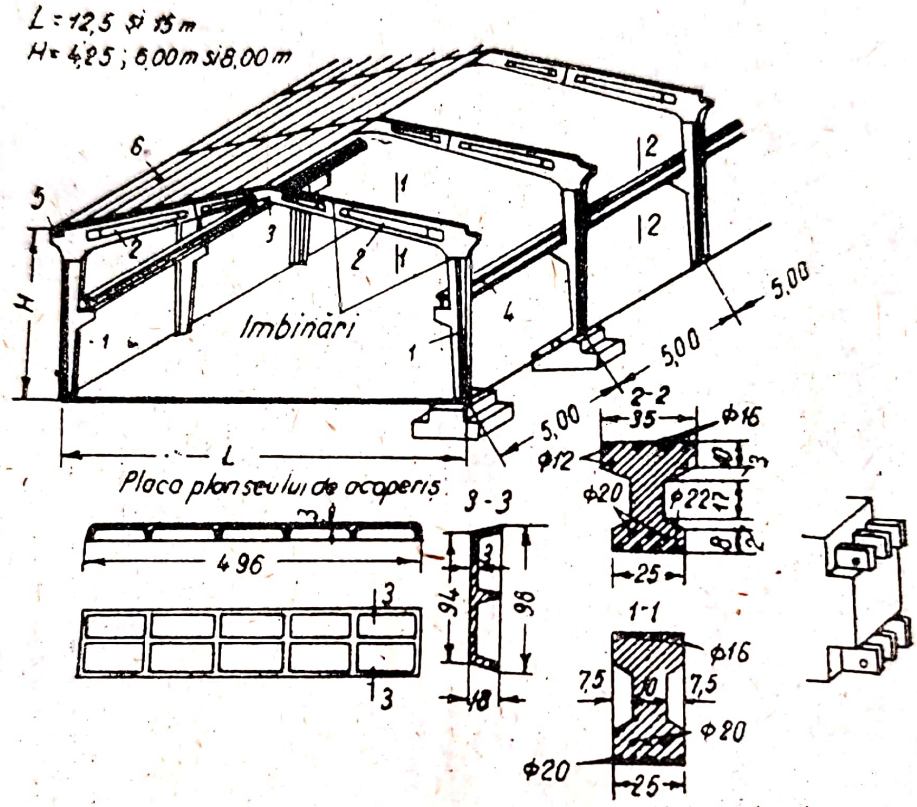


Fig. 377. Scheletul unei clădiri industriale, cu cadre prefabricate (compuse), cu două articulații:

1 — stâlpi; 2 — elementele marginale ale grinzii cadrului; 3 — elementul dela mijloc; 4 — grinda căii de rulare; 5 — centură; 6 — plăci prefabricate, cu nervuri.

In prezent, în multe cazuri, este mai avantajos ca executarea cadrelor grele să se facă din beton armat monolit, folosind carcase de armătură sudate, portante, cu cofrajul prins de ele.

Cadrele prefabricate sunt avantajoase, în cazul unor deschideri relativ mici.

Sunt cazuri când s'au executat în fabrică cadre cu două articulații, de 12,5 m și 15 m (fig. 377). Fiecare cadru se compune din cinci părți: doi stâlpi și trei elemente ale grinzii cadrului, unite prin îmbinări metalice. Pentru a se reduce greutatea elementelor, ele s'au executat cu secțiune I, inima profilului având o grosime variabilă. Cadrele s'au așezat la 5 m unul de altul și s'au legat între ele prin grinzile de rulare și prin centuri, precum și prin plăcile acoperișului.

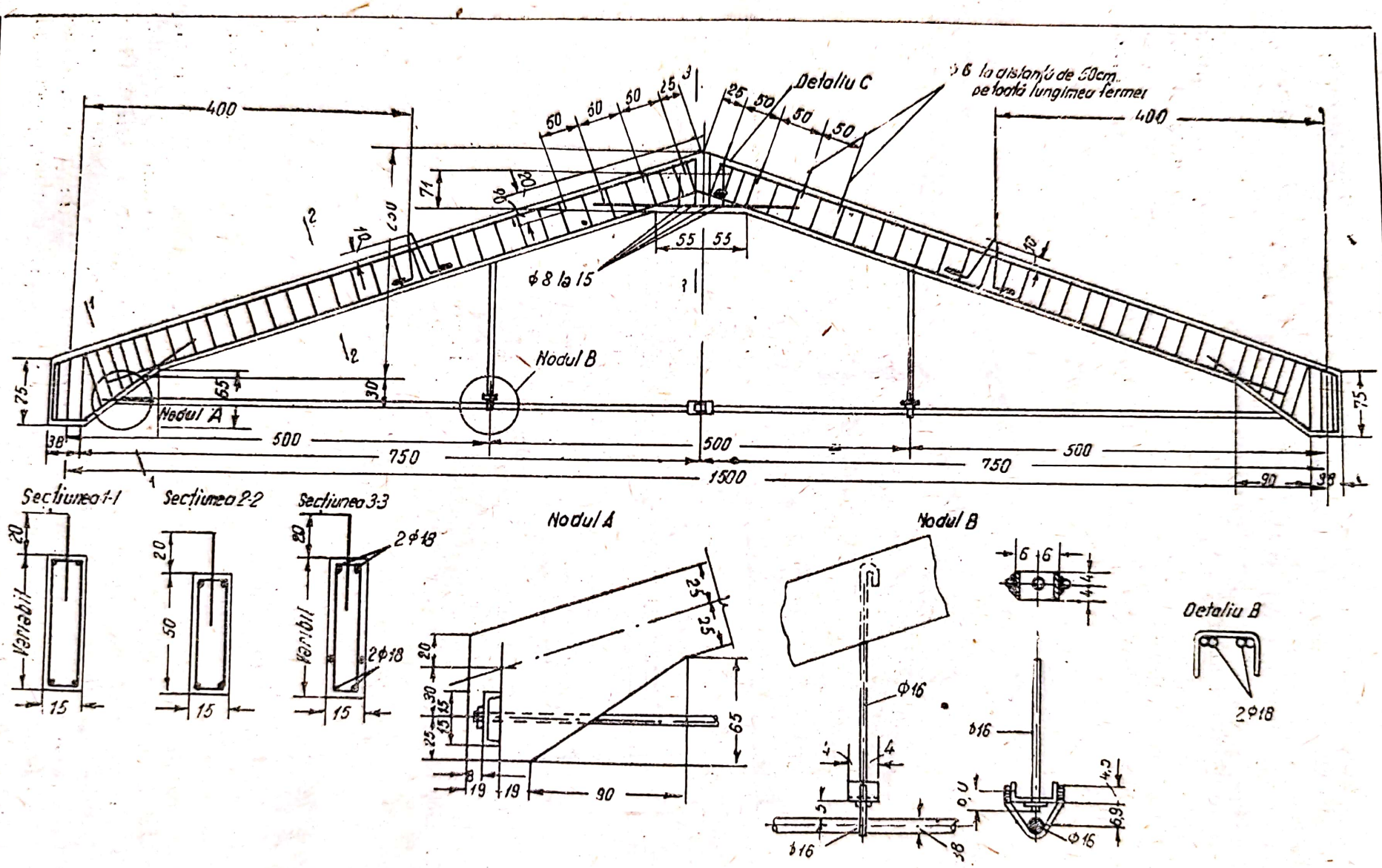


Fig. 378. Cadru cu două articulații, cu tirant

S'au executat, deasemenea, cadre cu două articulații, având deschiderea de 10 m și grinda principală în pantă. Alcătuirea este analoagă celei expuse mai înainte; cadrul se execută din trei elemente; doi stâlpi și o grindă.

Cadre prefabricate întregi. Prima încercare de a executa cadre prefabricate întregi datează din anul 1930—1931, când s'au executat, la Uralmașstroi, cadre grele, cu grinda în pantă, de 10,6 m deschidere și de 9 m înălțime (medie), greutatea lor fiind de 21 t. Cadrele au fost turnate în poziție verticală, într'o încăpere încălzită, apropiate la limită unul de altul. După timpul necesar de întărire, ele au fost transportate pe o platformă de cale ferată obișnuită, prevăzută cu o grindă cu zăbrele metalice specială, care permitea să se ridice cadrul gata turnat, prinzându-l de stâlpi.

Stâlpii cadrului erau așezați în paharele fundațiilor, în care se turna, apoi, mortar.

Acest mod de lucru a constituit o excepție. Mai târziu, au fost executate cadre prefabricate întregi, cu deschideri relativ mici și de greutate relativ redusă (10 t).

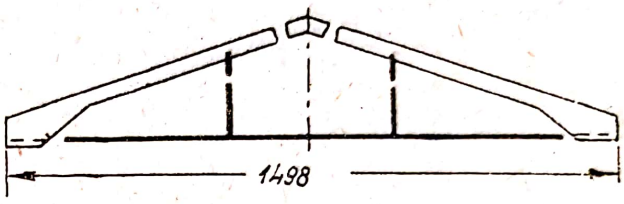


Fig. 379. Cadru prefabricat (compus), cu două articulații

Institutul Promstroiproect din Leningrad a proiectat cadre cu două articulații, de formă triunghiulară, cu tirant, care pot înlocui cu succes arcele, la deschideri de 15—18 m.

In fig. 378, este reprezentat un cadru cu deschiderea de 15 m. Tirantul cadrului este deplasat cu 30 cm față de punctul de intersecție al axelor grinzii și stâlpilor, ceeace creează, în secțiunea de reazem, un moment încovoietor, care reduce momentele încovoietoare din cadru. Distanța dintre cadre este de 3 m (poate să ajungă și până la 6 m). Săgeata cadrului s'a luat de $^1/_6$ din deschidere.

Pentru simplificarea cofrajului, s'a adoptat pentru grinda cadrului, secțiunea dreptunghiulară, de 15×50 cm. Armătura este formată din carcase sudate simple, îmbinarea barelor din partea superioară făcându-se la coama cadrului, prin sudarea unor bare îndoite. Armătura din partea de jos a secțiunii dela coama cadrului se face din bare suplimentare, drepte.

Tirantul este alcătuit dintr'o bară de oțel rotund, cu diametrul de 38 mm.

Tirantul și barele de suspensie pot fi betonate, în cazul când clădirea trebue să fie rezistentă la incendiu.

Greutatea cadrelor este de 3, 5 t.

Pe cadre se montează plăci prefabricate, care se solidarizează cu grinda, prin mustăți.

Din cauza lățimii mici a secțiunii cadrului, ridicarea lui se face cu ajutorul unei grinzi ajutătoare.

S'a propus și o variantă de cadru executat în fabrică, din șase părți distincte: două elemente care formează grinda cadrului, un tirant, două bare de suspendare și un element metalic, care formează cheia cadrului (fig. 379). Asamblarea unui astfel de cadru se face la locul de montaj, cu ajutorul sudurii.

Scanned with OKEN Scanner

e) *Suprafețe curbe autoportante*

Suprafețele autoportante prefabricate reprezintă un tip avantajos de acoperiș. Ele sunt, în același timp, un element portant și unul despărțitor.

Aceste suprafețe autoportante au dimensiunile de 5×5, 5×10 și $3{,}4 \times 15$ m[1]), grosimea lor fiind de 4 cm, iar aceea a timpanelor frontale, de 6 cm(fig. 380, *a*). Ele pot rezema, prin intermediul timpanelor, pe pere-

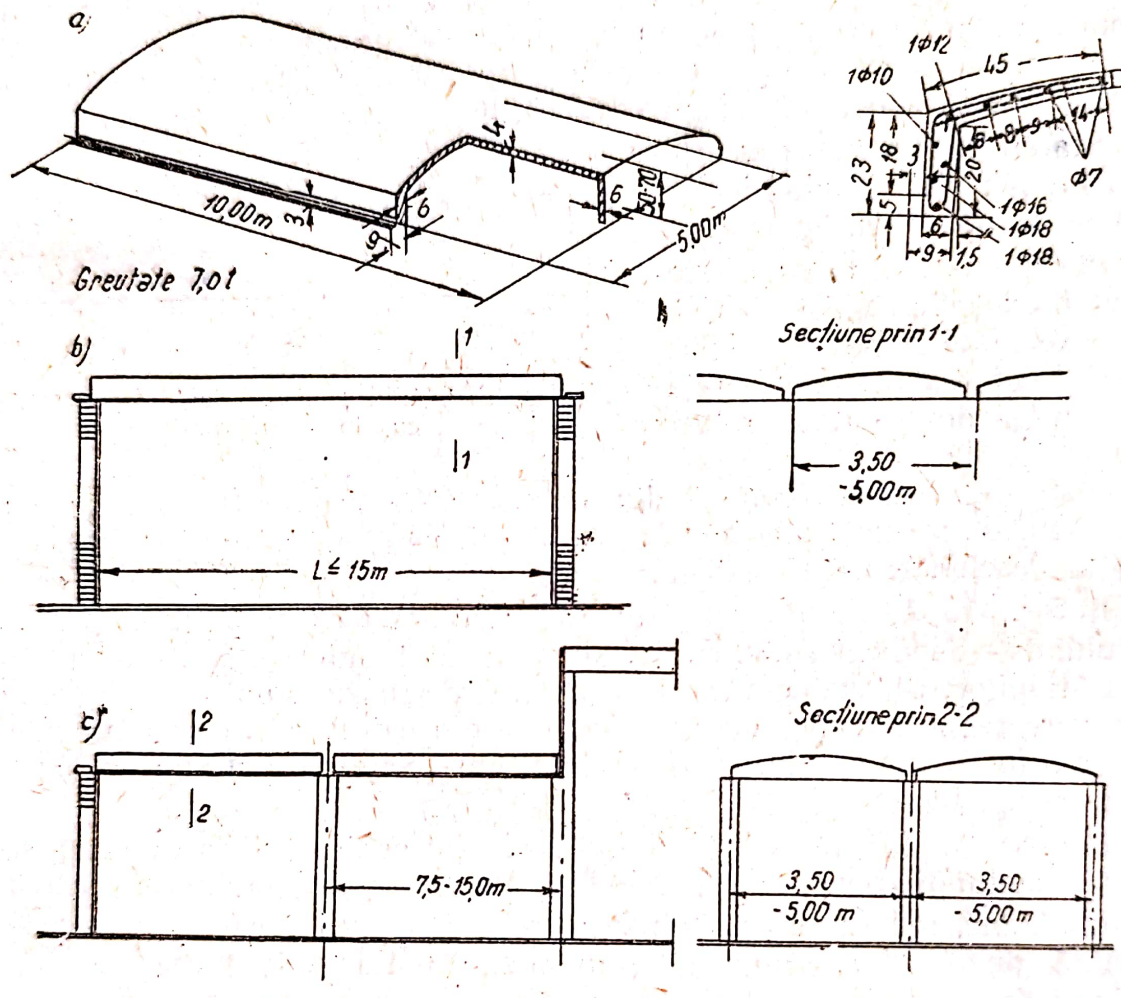


Fig. 380. Suprafețe autoportante, prefabricate

ți (fig. 380, *b*), pe grinzi sau pe stâlpi (fig. 380, *c*). Cu astfel de suprafețe autoportante se pot acoperi, fără grinzi, deschideri până la 15 m sau, de exemplu, o clădire industrială, cu o rețea de stâlpi, așezați la 5×10 m.

Folosind în același timp, ferme prefabricate (cu tălpile paralele), suprafețele curbe autoportante pot fi folosite pentru acoperirea unor încăperi cu deschideri mai mari de 15 m, construcția luminatoarelor neprezentând niciun fel de dificultăți (fig. 502). In acest scop, se așează pe nodurile tălpii superioare stâlpi suplimentari, iar pe ei se așează plăci curbe prefabricate, de același tip. Plăcile curbe prefabricate trebue executate în tipare de beton armat (§ 72).

[1]) *A. P. Vasiliev:* „Acoperișuri de beton armat prefabricate din elemente subțiri de dimensiuni mari, pentru clădiri industriale", din „Industria Construcțiilor", Nr. 4, 1959

§. 70. CLĂDIRI PREFABRICATE, CU SCHELET DE REZISTENȚĂ, FĂRĂ ETAJ ȘI CU MAI MULTE ETAJE

1. Tipuri de clădiri cu schelet

Pentru o bună executare a clădirilor din elemente prefabricate, trebue respectate o serie de condiții, dintre care cele mai importante sunt:

a) standardizarea strictă a părților de clădire și, în primul rând, standardizarea deschiderilor;

b) aplicarea prefabricării nu numai la elementele portante, dar și la celelalte părți de clădire (pereți, învelitoare, luminătoare, etc);

c) executarea unor elemente de dimensiuni mari, ținând seamă de posibilitățile de execuție, transport și montaj, precum și de puterea de ridicare a mijloacelor de transport și montaj disponibile;

d) întocmirea unui proiect detaliat de organizarea executării lucrărilor.

Clădirile prefabricate cu schelet din beton armat se pot împărți în următoarele tipuri de bază:

1) Clădiri industriale, fără etaj:
   a) clădiri ușoare;
   b) clădiri grele, cu deschidere mare (cu poduri rulante);
   c) clădiri cu cadre prefabricate.
2) Clădiri cu mai multe etaje:
   a) clădiri industriale cu schelet;
   b) clădiri civile, cu schelet și panouri.

2. Clădiri fără etaj

a) *Clădiri ușoare*

Se disting trei scheme de astfel de clădiri: 1) cu stâlpi sub formă de T, 2) cu stâlpi drepți și cu acoperișul format din cadre triunghiulare, ferme sau arce și 3) cu stâlpi drepți și acoperișul format din grinzi principale și secundare de beton armat.

După prima schemă, stâlpii sub formă de T, încastrați în fundații, se rigidizează în direcția longitudinală, prin grinzi de beton armat; pe aceste grinzi, se așează fermele metalice ale luminatoarelor (sau cadre de lemn). Acoperișul, așezat pe consolele stâlpilor este format din fâșii care sunt, deobicei, elemente prefabricate de beton armat.

In mod obișnuit, distanța dintre stâlpi se ia de 6×12 m; se pot lua și alte distanțe, înălțimea interioară fiind deobicei de 4,5—6 m.

Dacă luminatoarele sunt formate din ferme metalice, deschiderile pot fi de 15—18 m; pentru deschideri de 12 m, se pot prevedea luminatoare de beton armat.

In cazul luminatoarelor și al acoperișurilor de lemn, se prevăd zone de protecție împotriva incendiului, cu acoperișul de beton armat.

Un exemplu caracteristic de clădire cu stâlpi, sub formă de T, este hala industrială fără etaj a uzinei „Saricopodșipnic" din Moscova, distanțele dintre stâlpi fiind de 6×12 m. Alcătuirea stâlpilor sub formă de T este reprezentată în figura 362.

Un acoperiș prefabricat de beton armat a fost executat pe acești stâlpi, în special în zonele de protecție, împotriva incendiilor, însă sunt cazuri când s'a executat în acest fel, toată clădirea. Un exemplu în acest sens îl constitue clădirea fabricii de încălțăminte din Tbilisi (fig. 381). Caracteristice, pentru această clădire, sunt luminătoarele de beton armat, dispuse în șah.

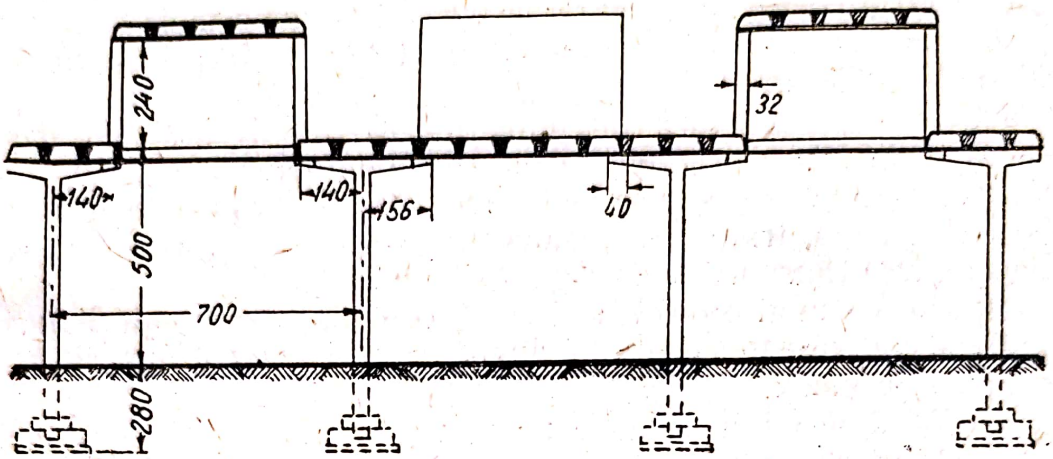


Fig. 381. Clădire prefabricată de beton armat, cu stâlpi sub formă de T

După schema a doua, pe stâlpii drepți, având o mică îngroșare (capitel) la partea de sus, se așează ferme metalice sau de beton armat, cadre triunghiulare de beton armat sau arce cu tirant. Pe ferme (arce) se așează luminătoare sub formă de ⊓ sau de alte tipuri.

Rigiditatea longitudinală a clădirii se asigură prin încastrarea stâlpilor în fundații. In unele cazuri, pentru a se asigura o rigiditate mai mare, pe capitelurile stâlpilor se dispun grinzi longitudinale de beton armat.

Pentru astfel de clădiri, distanțele dintre stâlpi sunt deobicei de 6 × 12 și de 6 × 24 m. In multe cazuri, o deschidere mai mare este mai economică, în privința consumului de materiale.

Șarpanta deschiderilor extreme se poate rezema pe pereți portanți exteriori sau tot pe stâlpi, care diferă de cei centrali prin faptul că au console suplimentare, pentru rezemarea grinzilor de fundație și a buiandrugilor.

In zonele de protecție împotriva incendiului, șarpanta poate fi formată din ferme sau arce de beton armat, pe care se așează fâșii prefabricate. Conturul superior al fermelor sau al arcelor de beton armat trebue să coincidă cu cel al șarpantei de lemn alăturate.

In fig. 382 este reprezentată secțiunea transversală a zonei de protecție împotriva incendiului, din clădirea depoului de vagoane al metroului din Moscova. Această clădire — care are, în plan, forma unui dreptunghi de 158 × 52,93 m — este împărțită în celule tip de 5,6 × 14,9 m. Șarpanta este formată din ferme de beton armat, cu talpa superioară curbă. Deschiderea de calcul a fermelor este de 14,35 m; iar greutatea unei ferme este de 5,4 t.

După a treia schemă, se așează pe stâlpii drepți grinzi principale longitudinale de beton armat, iar pe acestea, grinzi transversale. Datorită faptului că grinzile transversale sunt așezate des, această schemă permite fixarea în bune condiții a monoșinelor și a transmisiilor. După această schemă, consumul de beton armat pe m² de clădire este, însă, mai mare decât la schemele anterioare.

b) *Clădiri grele cu deschideri mari*

Pentru aceste clădiri sunt caracteristice deschiderile mari (până la 30 m și chiar mai mari), înălțimea mare (până la 15 și 20 m) și podurile rulante. La podurile rulante cu o capacitate de ridicare mai mare decât 30 t, nu este recomandabilă folosirea construcțiilor prefabricate.

In clădirile de acest tip elementele de bază sunt: stâlpii (centrali și marginali), grinzile de rulare, fermele sau arcele, precum și grinzile de fundații și buiandrugii.

Stâlpii care preiau sarcinile dela podurile rulante trebue să fie suficient de rigizi pe direcția grinzilor de rulare, pentru a se asigura condiții normale de exploatare a podurilor rulante. In stâlpii marginali se prevăd pe latura lor exterioară, mustăți de 4 mm, așezate la 40—50 cm, și al căror scop este să asigure legătura cu zidăria de umplutură.

Șarpanta poate fi executată din ferme de beton armat sau metalice precum și din arce de beton armat cu tirant.

In figura 383 este reprezentată secțiunea transversală a unei hale de montaj[1]) cu 3 deschideri de câte 21 m, prevăzută cu poduri rulante, având capacitatea de ridicare de 30 t. *Distanța* longitudinală dintre stâlpi este de 6 m. *Stâlpii* cu retrageri au secțiunea dreptunghiulară; retragerile și consolele se găsesc în același plan, pentru a înlesni betonarea în poziția orizontală. Greutatea celui mai înalt stâlp este de 14.7 t. Pentru podurile rulante, *grinzile de rulare* sunt grinzi obișnuite de beton armat, de secțiunea T. Greutatea cea mai mare a grinzii este de 7,1 t. După așezarea grinzilor, îmbinările lor se betonează. Pentru a fixa grinzile macaralelor de console, se prevăd în stâlpi, la

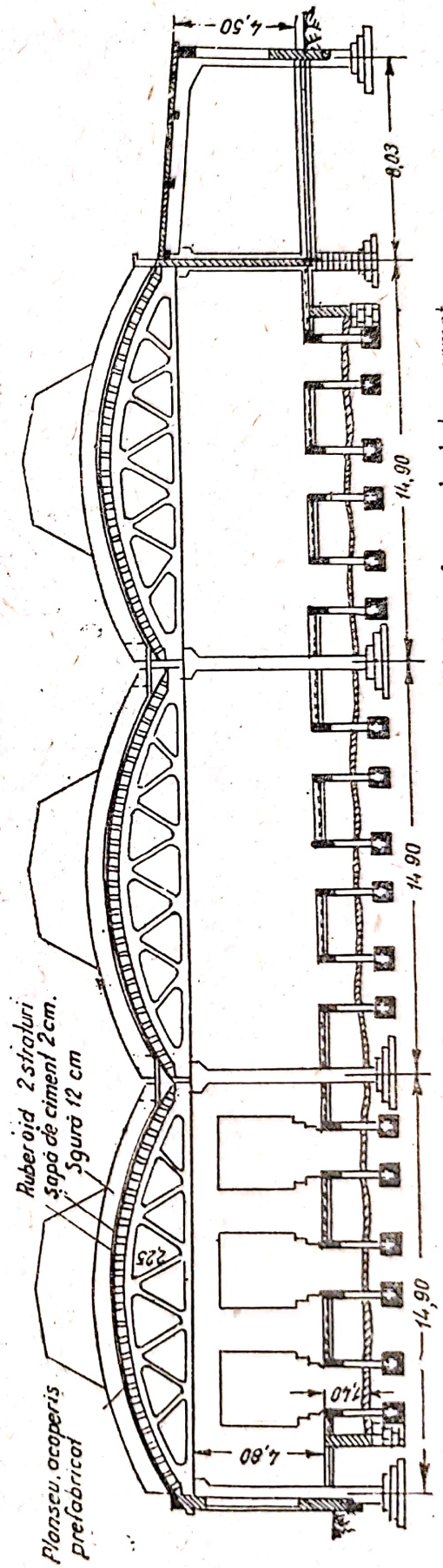


Fig. 382. Zona de protecție împotriva incendiului, cu ferme de beton armat

[1]) *A. I. Altschuller:* Construcția unei clădiri industriale fără etaj, din elemente prefabricate, „Stroitelnaia Promâșlenosti" (Industria Construcțiilor) Nr. 8, 1950.

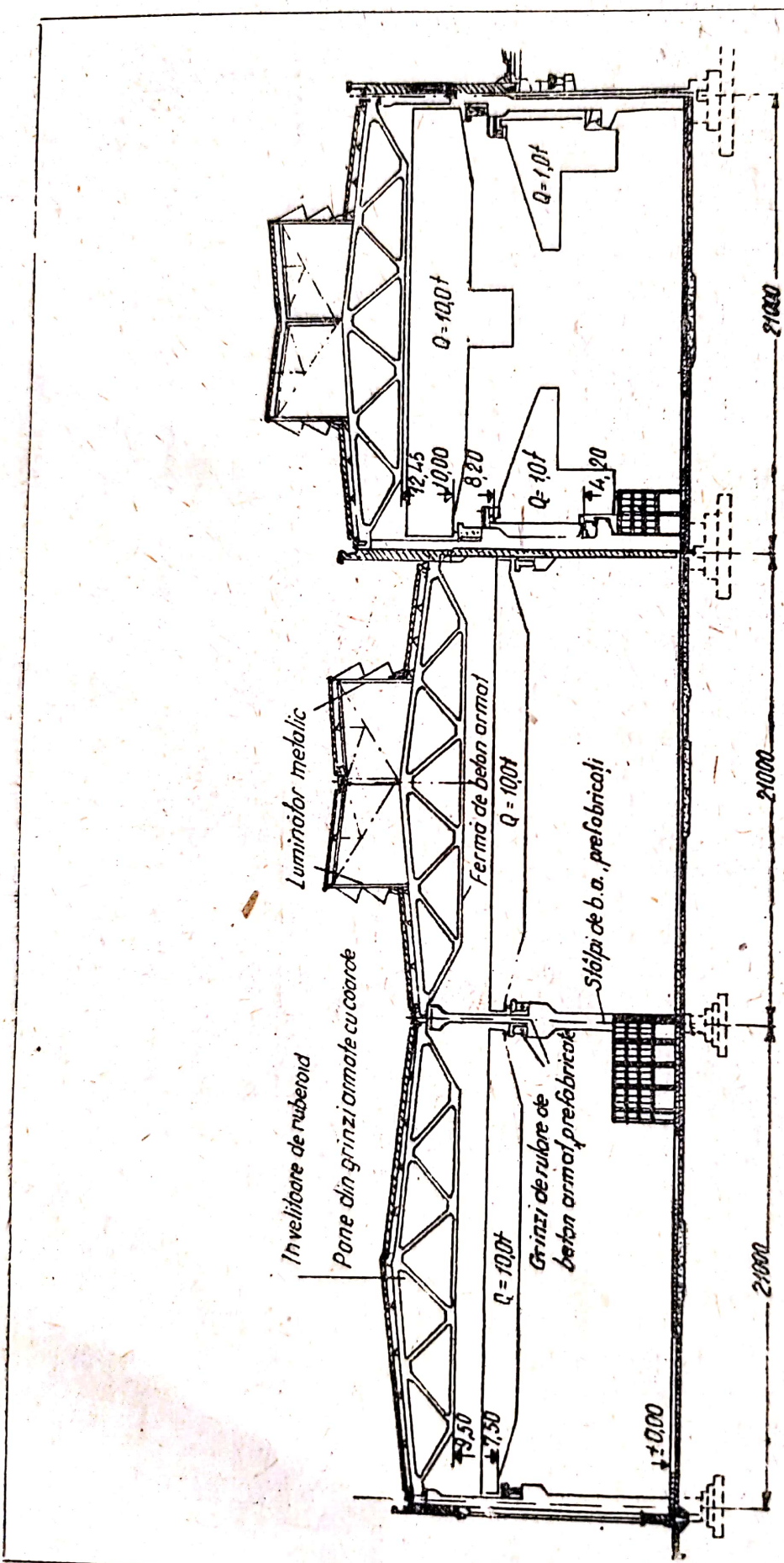


Fig. 383. Clădire cu şarpanta din ferme de beton armat

nivel cu betonul, plăcuțe metalice de care grinzile se sudează în timpul montajului. Construcția fermelor a fost descrisă mai înainte (fig. 373).

S'a stabilit că, în cazul în care această construcție ar fi fost executată din metal, consumul de oțel ar fi crescut cu 57%, adică în loc de 378 t, ar fi fost necesare 872 t.*

Cea mai rațională soluție este ca toate elementele constructive ale clădirii să se execute din elemente prefabricate. Uneori se permite, însă, și folosirea unor metode combinate anume, atunci când o parte din clădire nu poate fi executată din elemente prefabricate (distanțe dintre stâlpi nestandardizate, poduri rulante sau macarale grele, etc.) și când este mai avantajos ca aceste porțiuni să se execute din beton armat monolit.

Un exemplu de folosire a metodei de execuție combinată îl constituie clădirea unei turnătorii de fontă, la o uzină de construcții de mașini; această clădire a fost construită în întregime din prefabricate de beton armat, cu excepția doar a secției de cubilouri și a deschiderilor prevăzute cu macarale cu console grele, la care s'au folosit elemente monolite (fig. 384). La această clădire, toți stâlpii, atât cei monoliți, cât și cei prefabricați (cu excepția stâlpilor din secția de cubilouri) au fost de tipul stâlpilor dubli. Grinzile de rulare sunt prefabricate, cu secțiunea T; greutatea lor este cuprinsă între 5 și 7,5 t. Pentru macaralele cu

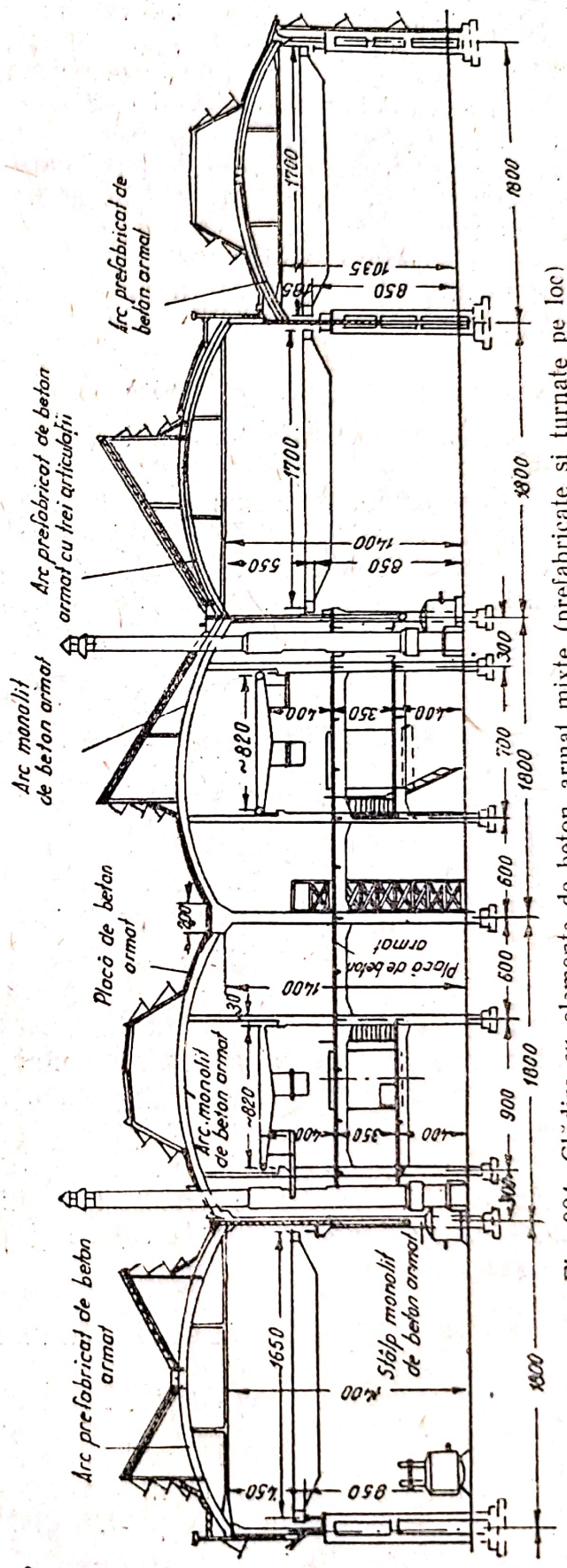


Fig. 384. Clădire cu elemente de beton armat mixte (prefabricate și turnate pe loc)

*) $\frac{872 - 318}{872} = 57\%$ (N. R.).

console s'au folosit grinzi de rulare metalice, care se fixează de consolele de beton armat, cu ajutorul unor buloane care ies din stâlpi.

Cadrele luminatoarelor, grinzile longitudinale, doliile şi alte piese au fost, deasemenea, executate în prefabricate de beton armat.

Pereţii dela capetele clădirilor pot fi portanţi sau de umplutură, pe schelet; această din urmă soluţie este foarte bună în cazul clădirilor înalte. In acest caz, afară de stâlpii de bază care susţin grinzile de rulare, se prevăd şi stâlpi suplimentari, care se leagă de stâlpii extremi de bază, prin intermediul unor centuri.

La capetele clădirii, şarpanta se reazemă direct pe zidurile de capăt. Conturul părţii superioare a zidurilor de capăt se face după forma acoperişului.

c) *Clădiri în cadre*

Elementul de bază la astfel de clădiri îl constitue cadrul prefabricat de beton armat.

In § 69 au fost examinate cadrele executate dintr'un singur element, precum şi cele executate din elemente separate, asamblate prin îmbinări metalice. S'a stabilit că folosirea cadrelor prefabricate este convenabilă în ambele cazuri, dacă deschiderile sunt relativ mici.

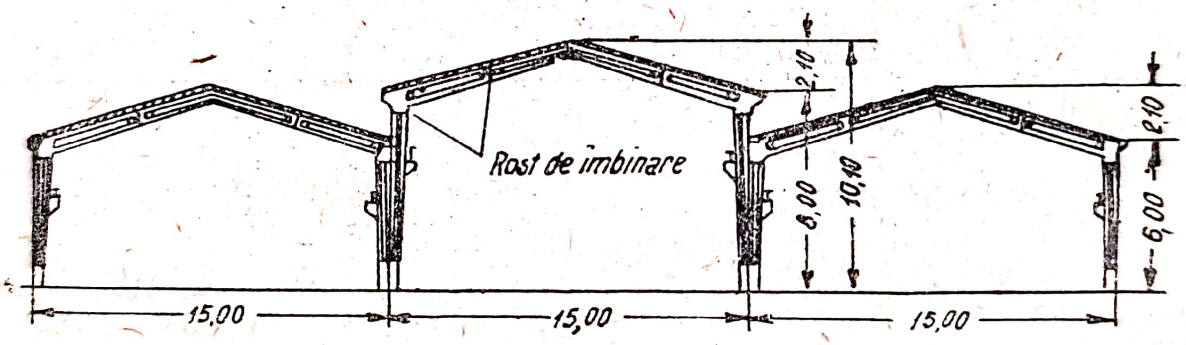


Fig. 385. Schelet din cadre prefabricate

Din astfel de cadre prefabricate se poate executa scheletul unor clădiri industriale cu o deschidere sau cu mai multe deschideri.

In figura 385 este reprezentată o clădire industrială cu 3 deschideri, formată din cadre *executate în fabrică* (v. fig. 377). Montarea fiecărui cadru constă din asamblarea lui în poziţie orizontală, din elemente separate, şi ridicarea lui. Cadrele se aşează la o distanţă de 5 m unul de altul şi se leagă prin grinzile căilor de rulare şi prin centuri, precum şi prin plăcile acoperişului.

3. Clădiri cu mai multe etaje

a) *Clădiri industriale cu schelet*

Pentru a face posibilă, şi la aceste clădiri, standardizarea elementelor prefabricate şi reducerea la minimum a numărului de tipuri, este necesar să se stabilească standarde pentru distanţele dintre stâlpi, înălţimea etajelor, încărcările utile etc.

La clădirile industriale cu mai multe etaje dimensiunile celulelor sunt cuprinse între 5 × 5 și 6 × 12 m; cea mai convenabilă, din punct de vedere constructiv este celula pătrată de 6 × 6 m. Deobicei numărul de etaje nu este mai mare de 5—6 (inclusiv parterul), iar înălțimea lor este de 4—5 m. In general, sarcina utilă este de 300—600 kg/m². In mod obișnuit aceste clădiri nu au poduri rulante, dar adesea sunt prevăzute monoșine și transmisii.

Clădirile cu mai multe etaje pot fi executate: cu scheletul de rezistență format excluziv din beton armat sau cu ziduri exterioare portante și cu un schelet interior din elemente prefabricate; în cazul din urmă se recomandă ca și zidurile să fie executate din elemente prefabricate (din blocuri mari).

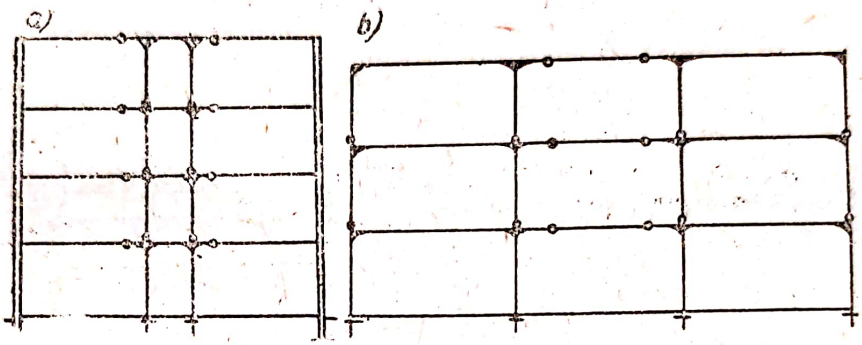


Fig. 386. Scheme de schelete din elemente prefabricate cu mai multe etaje

Scheletul prefabricat poate fi format fie din cadre, fie din stâlpi separați și din grinzi.

Primul mod de alcătuire a cadrelor cu mai multe deschideri și mai multe etaje este posibil numai atunci când cadrele se execută direct la locul de ridicare din cauza dificultăților de transport; această metodă a fost folosită în U.R.S.S. pentru clădirile cu puține etaje (parter și unul până la trei etaje).

Astfel, în cazul zidurilor de cărămidă și al unui coridor central, se pot folosi cadre cu 2 console (fig. 386, *a*); pe console, se așează grinzi care acoperă deschiderile extreme și se reazemă cu celălalt capăt pe ziduri de cărămidă. Pe suprafețele laterale ale grinzii cadrului și ale grinzilor principale se prevăd console pe care se pot rezema elementele prefabricate din beton armat sau din lemn ale planșeului.

Un astfel de sistem a fost folosit la construcția mai multor corpuri de clădiri cu parter și două sau trei etaje la Celiabinsc.

In cazul unei clădiri cu schelet complet (fără ziduri portante), fiecare etaj poate fi format din 2 cadre cu o singură deschidere (fig. 386, *b*), prevăzute cu console către centrul clădirii, console pe care se reazemă grinzile deschiderii mijlocii. Ca și în cazul dinainte, cadrele se așează unul deasupra altuia, iar centrarea rezemării se realizează cu ajutorul unor cepuri cu care sunt prevăzuți stâlpii cadrului superior și al unor găuri, în stâlpii inferiori (îmbinare articulată). In acest mod s'a construit în 1932 corpul de clădire cu parter și 2 etaje al uzinei „Pribor" (fig. 16).

La acest mod de asamblare, numărul elementelor de montaj este mai mic decât în cel de al doilea caz; în afară de aceasta, elementele sub formă de cadre au o stabilitate mai mare și așezarea lor corectă este mai ușoară

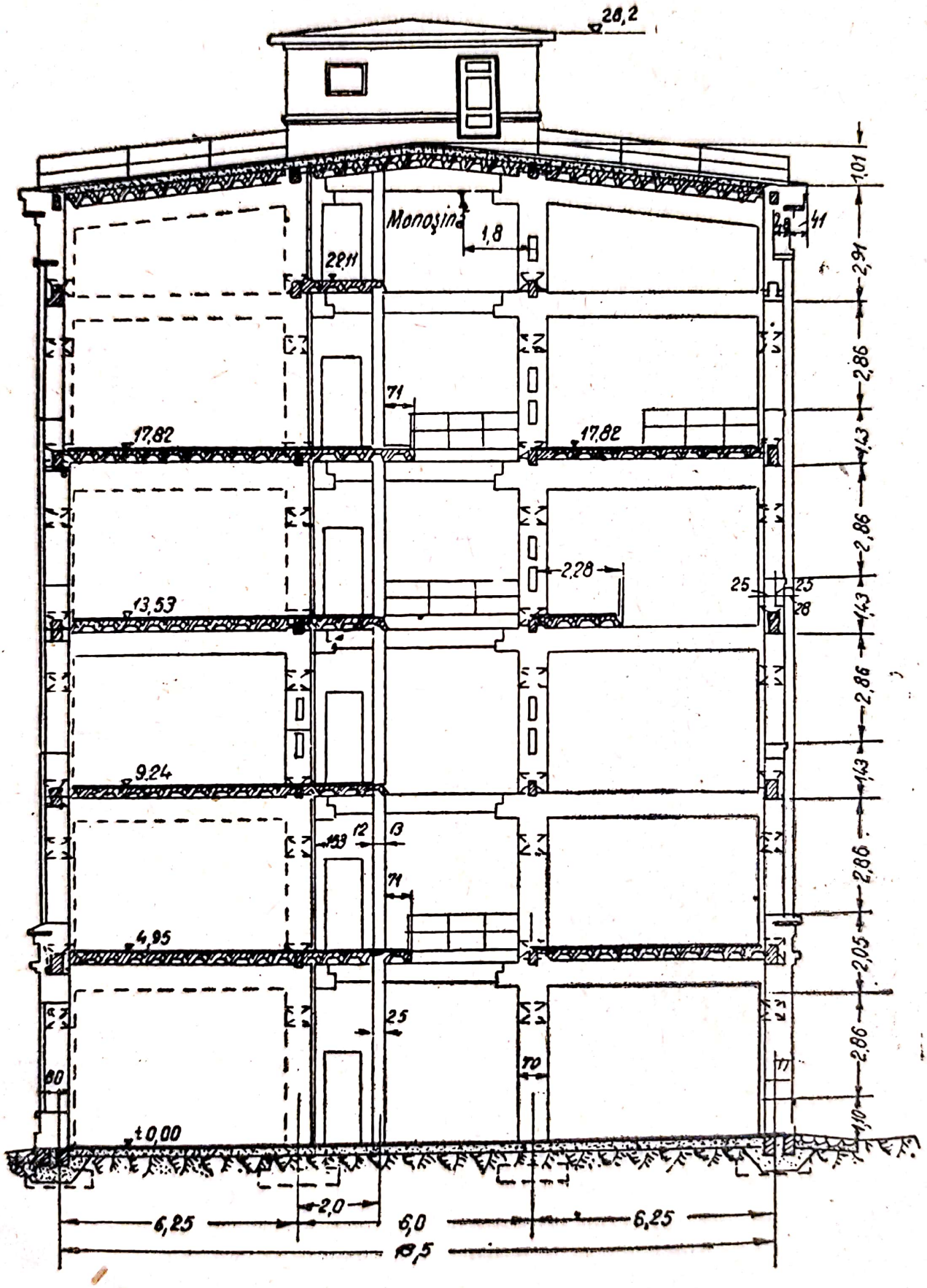


Fig. 387. Clădire cu mai multe etaje cu schelet prefabricat din beton armat

Scanned with OKEN Scanner

în timpul montajului decât la cadrele formate din stâlpi și grinzi separate.

Intrucât un mare număr de elemente trebue să fie executate chiar la locul construcției, pe un spațiu deobicei restrâns, acest mod de alcătuire poate fi folosit numai în cazuri excepționale.

Al doilea mod de alcătuire a scheletelor cu mai multe etaje din stâlpi și grinzi separate, care se unesc între ele, cu ajutorul diverselor tipuri de îmbinări — este mai răspândit. In acest caz, elementele au o greutate rela-

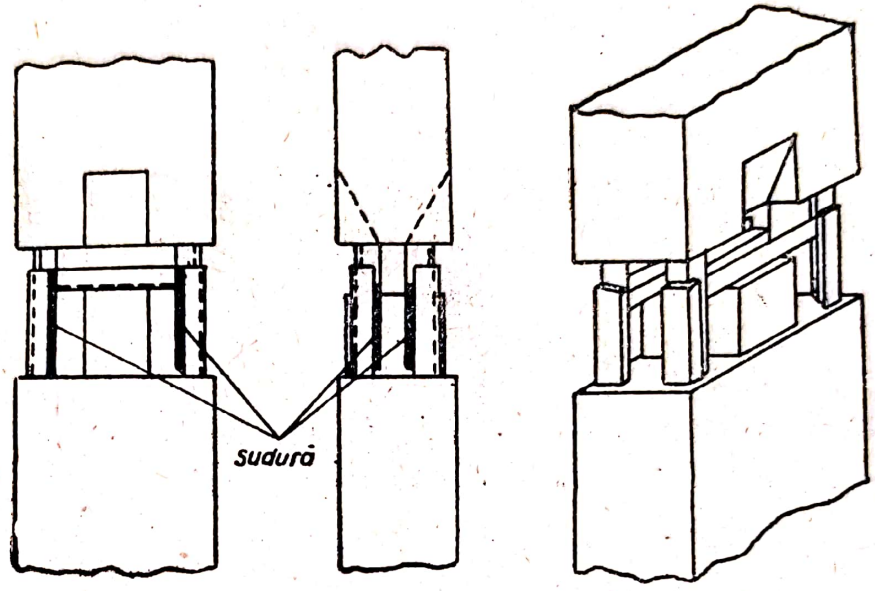


Fig. 388. Imbinarea metalică a stâlpului

tiv mică, sunt ușor de executat și de transportat și necesită un utilaj de montaj cu o putere de ridicare relativ mică: asamblarea este îngreuiată însă de numărul mare de îmbinări.

Pentru a se reduce numărul de tipuri de stâlpi, trebue ca toți stâlpii dela diferitele etaje să se prevadă de aceeași secțiune, folosindu-se diverse mărci de beton; de exemplu: la parter marca 250, iar la etajele superioare, marca 170.

In figura 387, este dat ca exemplu, scheletul unei părți din corpul principal al unei fabrici de chimicale[1]), în care cadrele cu 3 deschideri și cu 6 etaje sunt alcătuite din stâlpi și grinzi cu mici console și centuri. In acest caz, toate îmbinările au fost plasate în elementele verticale, cu excepția deschiderii dela mijloc, în care grinzile cadrului sunt formate din mici grinzi intercalate. Greutatea diferitelor elemente variază între 3 și 5 t, în funcție de capacitatea de ridicare a macaralei de montaj folosite.

Imbinările dintre elementele stâlpilor sunt metalice, rigide (fig. 388). La îmbinări, capetele ieșinde ale elementelor care se îmbină intră, la montaj, unul într'altul, iar elementul care se montează se așează pe un profil de beton a elementului inferior sau pe centură (în cazul înnădirii la nivelul planșeului), ceeace asigură o stabilitate suficientă; apoi se sudează cornierele și se betonează rostul de înnădire. Inainte de executarea sudurii, înnădirea necesită o mică ajustare.

---

[1]) *N. M. Onufriev:* Scheletul de beton armat prefabricat al unei clădiri cu mai multe etaje, Buletinul tehnicei construcțiilor, Nr. 16, 1951.

Planşeele dintre etaje, executate din fâşii (sub formă de II), sunt calculate la sarcini utile până la 1 000 kg/m², înălţimea secţiunii fiind aceeaşi (30 cm). Toate elementele se confecţionează într'un cofraj metalic.

Sunt posibile şi alte metode de împărţire a scheletului de rezistenţă, precum şi alte tipuri de îmbinări.

In practica străină, există cazuri de executare a clădirilor, cu schelet de beton armat până la 4 etaje (incluziv parterul) cu legături bulonate. La aceste clădiri, se asigură rigiditatea transversală prin îmbinarea elementelor scheletului în noduri, cu ajutorul buloanelor şi al capurilor, precum şi prin fixarea panourilor de beton armat ale planşeurilor şi ale pereţilor de schelet.

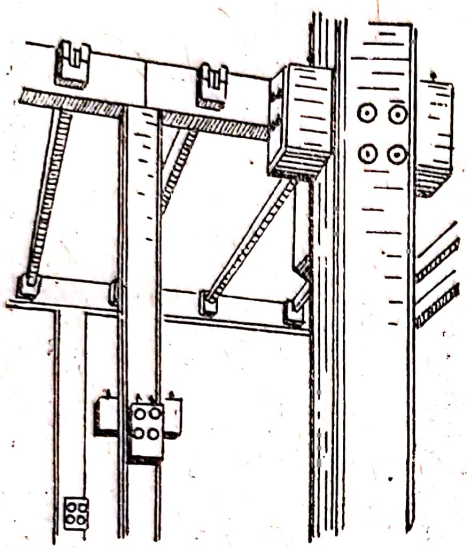


Fig. 389. Schelet prefabricat de beton armat, cu îmbinări cu buloane

Rezemarea grinzilor principale ale scheletului pe stâlpi şi a grinzilor secundare pe cele principale se face cu ajutorul unor console executate dinainte şi al unor lăcaşuri; consolele se fixează de elementul corespunzător, prin buloane, şi se montează împreună cu elementul (fig. 389). Grinzile secundare se fixează în lăcaşuri cu dornuri de oţel-beton, prinse cu mortar. Pentru fixarea grinzilor principale, consolele stâlpilor sunt prevăzute cu dornuri care intră în găurile corespunzătoare din grindă.

Găurile pentru buloanele de montaj şi pentru dornuri se execută cu ajutorul unor bucăţi de ţeavă, introduse în timpul turnării elementului, şi care în prealabil se sudează de carcase de armătură.

Folosirea îmbinărilor cu buloane simplifică forma constructivă a elementelor şi montajul construcţiei. Trebue remarcat însă, că folosirea îmbinărilor cu buloane are drept urmare o concentrare locală a rezistenţelor, ceeace impune folosirea unor betoane de marcă superioară.

In anumite cazuri, pentru a se mări rigiditatea nodurilor, se pot suda barele armăturii de rezistenţă, betonând ulterior îmbinarea.

b) *Construcţii civile cu schelet şi panouri*

Construcţiile civile cu mai multe etaje se execută şi ele uneori cu schelet; în acest caz însă, scheletul este metalic sau de beton armat monolit. Primele încercări de folosire a scheletului de beton armat prefabricat datează din perioada primului plan cincinal. Aceste construcţii nu au căpătat, însă, o răspândire mai largă, din cauza unei serii de desavantaje, dintre care cele mai importante erau: îmbinările imperfecte ale scheletului şi ale construcţiei pereţilor exteriori, precum şi lipsa unui utilaj de ridicat cu suficientă capacitate.

In anul 1948, au fost executate la Moscova, primele clădiri cu schelet şi panouri pentru locuinţe (pe dealul Socol şi pe şoseaua Horoşevsc), după proiectele întocmite, în primul caz de Gorstroiproect (Institutul de proiectare a construcţiilor urbane) cu colaborarea Academiei de Arhitectură a U.R.S.S., iar în cel de al doilea caz, de Mosgorproect (Institutul de proiec-

Scanned with OKEN Scanner

tare al orașului Moscova)[1]). Construcția acestor clădiri constă, în realitate, în montarea unor elemente mari, de beton armat, executate în fabrică.

Inițial, aceste clădiri cu 4 etaje s'au executat cu schelet metalic; din cauza consumului ridicat de oțel (peste 15 kg la 1 m³ de clădire), s'a renunțat însă la ele și s'a trecut la scheletul prefabricat de beton armat (consumul de oțel până la 3,75 kg la 1 m³ de clădire).

Înălțimea acestor clădiri poate ajunge până la 14 etaje.

Elementele de bază ale clădirilor cu schelet și panouri, executate până în prezent sunt: scheletul prefabricat portant de beton armat cu armătură flexibilă și cu îmbinări metalice rigide și pereții exteriori autoportanți, din panouri de beton armat cu izolație termică.

Schelet prefabricat de beton armat (fig. 390). Scheletul este format din cadre plane, cu 2 deschideri și cu mai multe etaje, legate în sens longitudinal, prin grinzi. In limitele unui etaj, cadrul cu 2 deschideri este format dintr'un stâlp central, în formă de cruce, doi stâlpi marginali cu console într'o parte și două grinzi intercalate care reazemă pe consolele stâlpilor.

Poziția îmbinărilor stâlpilor și a grinzilor pentru cadre se ia la distanță de circa 1 m dela nod din următoarele cauze: în acele puncte, momentele sunt minime, se păstrează caracterul monolit al nodului propriu zis, iar executarea lucrărilor de sudură este ușoară. Este probabil că executarea îmbinărilor după schema obișnuită, în locurile de intersecție a grinzilor cu stâlpii, adică în locurile cele mai importante și mai solicitate, ar fi fost mai puțin avantajoasă.

Metoda de împărțire a scheletului adoptat prezintă desavantajul că stâlpii au formă mai complicată decât cei drepți (fără console). Practica executării stâlpilor în fabrică, în cofraje metalice, nu confirmă însă existența unor dificultăți mari în această privință.

Imbinările scheletului sunt metalice (fig. 390, *b*). Folosirea unor profile metalice rigide pentru executarea îmbinărilor simplifică montajul și mărește rezistența îmbinării; în același timp, dimensiunile secțiunii pieselor de îmbinare au fost calculate în așa fel, încât rigiditatea secțiunii în rostul de îmbinare să fie aceeași ca în restul grinzii fără a lua în considerare betonul.

Imbinarea stâlpilor se face prin sudarea unor piese metalice, formate din plăci întărite cu nervuri. In centrul plăcii de sus a fost sudată o plăcuță de 120 × 120 × 3 mm, pentru centrare, pe care a fost așezat stâlpul etajului superior; spațiul dintre plăcile metalice a fost împănat, iar după stabilirea poziției definitive a stâlpului, plăcile au fost sudate pe contur. O astfel de îmbinare poate prelua momentele încovoietoare mici care pot lua naștere în aceste puncte.

Fixarea stâlpilor în timpul montajului s'a făcut cu ajutorul unor buloane și al unor piese speciale; acestea din urmă au fost tăiate după sudarea stâlpilor, pe perimetru.

[1] *V. P. Lagutenco:* Case de locuit cu mai multe etaje prefabricate, cu panouri mari și cu schelet de beton armat; A. N. Dorohov: Case de locuit cu mai multe etaje, cu schelet prefabricat de beton armat; V. N. Gornov: Cercetarea elementelor de construcție ale casei cu mai multe etaje din strada Pescianaia (corpul Nr. 53) (Raport la consfătuirea tehnico-științifică, ce a avut loc la Comitetul din Moscova al PC (b) al Uniunii Sovietice, 1951).

Scanned with OKEN Scanner

Incercarea de rezistență și rigiditate a unor elemente experimentale de acest tip a confirmat calitatea și siguranța soluțiilor constructive ale nodurilor și ale îmbinărilor scheletului; acestea din urmă necesită, însă, un consum de metal relativ mare.

S'au făcut o serie de propuneri de schimbare a alcătuirii îmbinărilor. In unele propuneri, partea metalică a îmbinării se calculează numai la sarcinile de montaj, dar necesită o betonare ulterioară, adică un „proces umed", care scumpește lucrul pe timp de iarnă. In altele, îmbinarea este rezolvată, în realitate, din beton armat și constă din rezemarea unui element pe altul, fără a folosi piese metalice. O astfel de îmbinare (fig. 390, *b*), propusă de V. N. Gornov, a fost folosită pentru etajul de sus al clădirii și a dat bune rezultate; este însă necesar ca ea să mai fie experimentată în viitor.

Pereți autoportanți. Intr'o clădire cu schelet și panouri, pereții sunt un element tot atât de important ca și scheletul. Pereții clădirii sunt alcătuiți

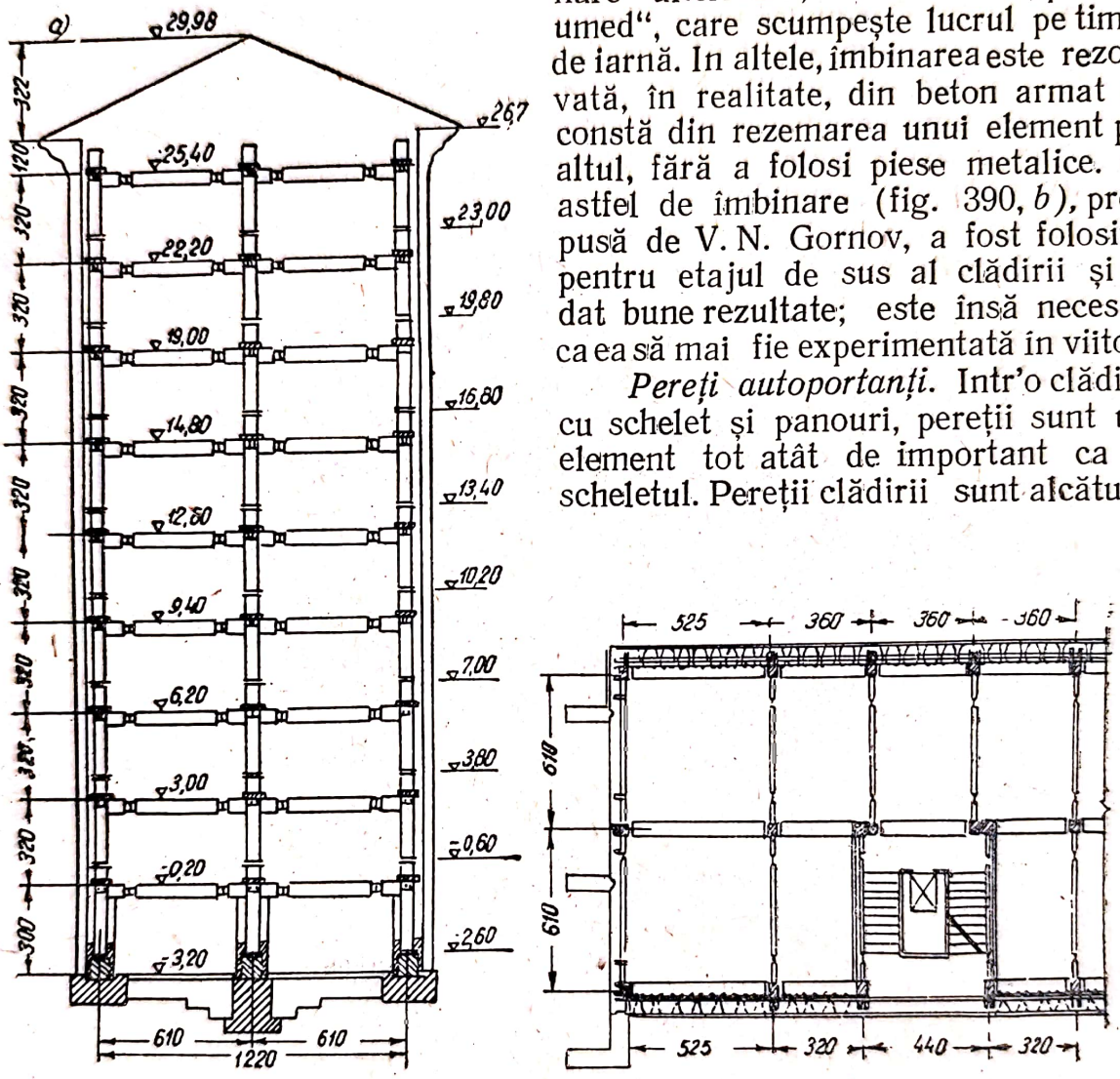


Fig. 390a. Secțiunea transversală și planul schematic al unei clădiri cu carcasă și panouri

din plăci de beton armat, de înălțimea unui etaj (fig. 391). Panoul de perete reprezintă un element de construcție complex. Secțiunea sub formă de cheson, a panourilor de beton armat, este umplută în partea interioară cu un material termoizolator, care poate fi: beton spumos, silicat spumos, magnezit spumos, plută minerală etc. La partea exterioară, panourile se finisează; cea mai bună soluție este ca finisarea să se facă cu plăci ceramice subțiri.

Un astfel de panou cu un strat termoizolator de beton spumos de 16 cm grosime are calități termoizolante apropiate de cele ale unui zid de cărămidă cu grosimea de $2^1/_2$ cărămizi.

Există panouri pentru porțiunea de perete dintre ferestre și panouri cu goluri de ferestre.

Panourile autoportante pentru porțiunea dintre ferestre sunt legate de scheletul de beton armat, contribuind astfel, la creșterea rigidității clădirii.

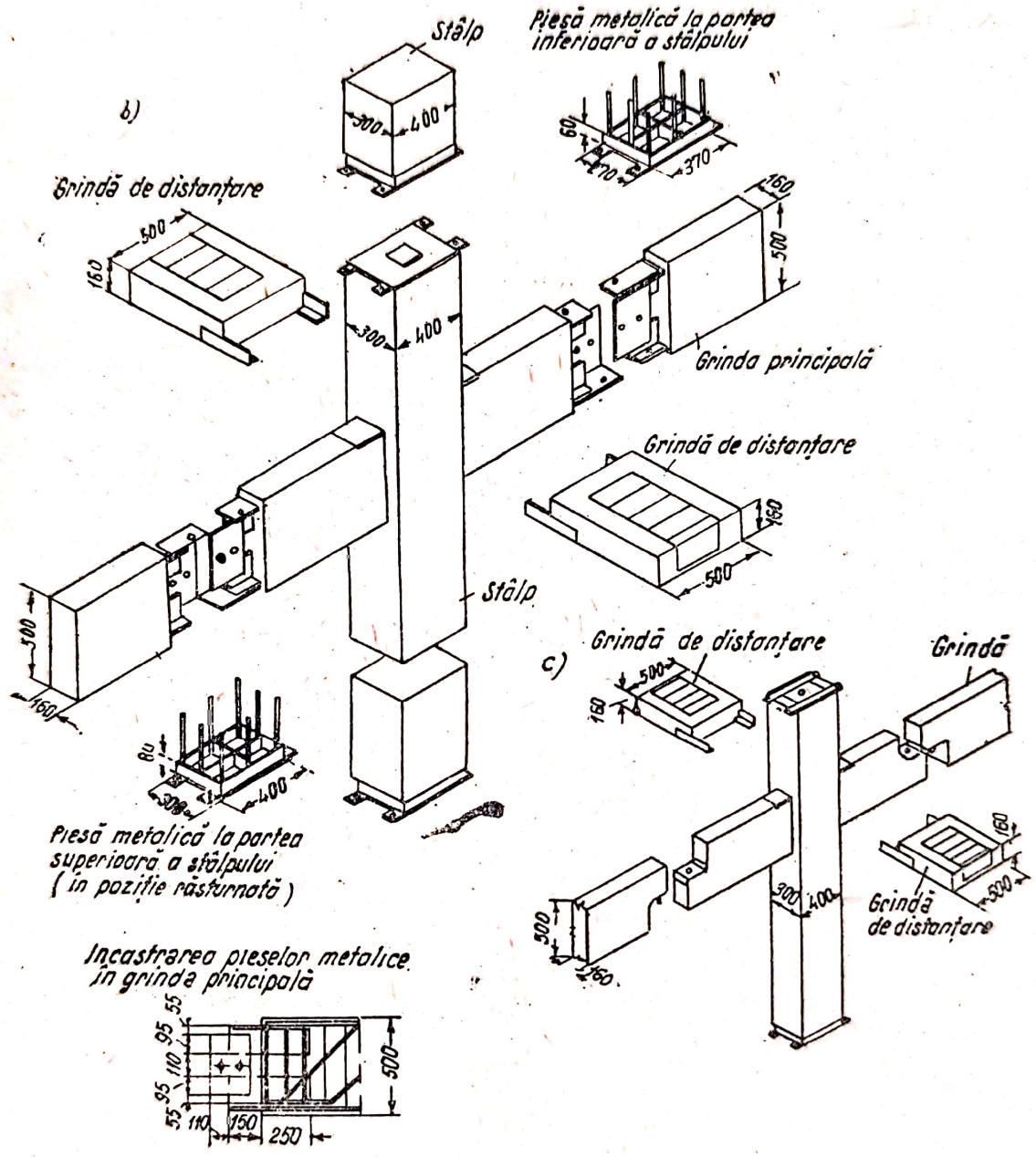


Fig. 390b-c. Detaliile unui schelet de rezistență prefabricat din beton armat:
b — îmbinare metalică; c — îmbinare de beton armat.

Panourile cu goluri de ferestre pot fi autoportante sau se pot rezema, la fiecare etaj, pe schelet; ele formează un plan independent al peretelui în fațadă.

Un punct slab în construcția pereților îl constitue îmbinările dintre panouri, care trebue să fie complet impermeabile. Imbinarea verticală, formată de un uluc triunghiular, între panouri, se umple pe loc, cu material

termoizolant; această umplere nu trebue să fie legată de un proces de execuție umed. Falțurile orizontale se acoperă în planul planșeului.

Pentru pereții casei scării se folosesc panouri asemănătoare celor dintre ferestre, iar scările propriuzise se execută din elemente de 2 tipuri: rampe și podeste.

Toate planșeele dintre etaje sunt rezistențe la incendiu și formate din fâșii de planșee din beton armat, cu lățimea de 1,10 m.

La primele clădiri au fost folosite chesoane, iar la cele din urmă, grinzi-fâșii cu două goluri.

Ținând seamă de prima experiență a construirii de clădiri cu schelet și panouri, se pot menționa următoarele avantaje: a) durata de execuție se reduce de 3—4 ori, față de cea necesară unei case de cărămidă; b) la lucrările executate pe șantier, volumul de muncă se reduce de două ori; c) greutatea clădirilor se reduce de două ori și ca urmare, se reduce în mod corespunzător și cheltuelile de transport; d) se elimină total caracterul sezonier al lucrărilor.

Dintre desavantajele acestor clădiri se menționează: a) izolarea fonică insuficientă; b) imperfecțiunea îmbinărilor panourilor de pereți; c) dimensiunile mici ale panourilor și d) consumul de metal relativ mare la îmbinările scheletului.

Construcția clădirilor cu schelet și panouri ia un avânt din ce în ce mai mare; construcția acestor clădiri continuă să se perfecționeze elaborându-se proiecte pentru clădiri prefabricate, cu un număr mic și mijlociu de etaje (până la 5 etaje) pentru care este rațional să se folosească panouri portante de pereți, de dimensiuni mari, care acoperă scheletul de rezistență.

Se poate menționa noul tip de clădiri cu panouri și cadre, propus de profesorul V. V. Mihailov[1]), la care elementele de bază sunt panourile de beton armat pentru pereții exteriori, pentru pereți despărțitori și pentru planșee. Elementele se execută în fabrică, unde armătura se preîntinde în două direcții.

§. 71. PARTICULARITĂȚILE CALCULULUI CONSTRUCȚIILOR PREFABRICATE

In general, calculul diferitelor elemente — plăci, grinzi, stâlpi — precum și al elementelor formate cu ajutorul lor (cum sunt cadrele prefabricate) se face pe aceeași bază, ca și cel al elementelor de beton armat monolit.

Schema pentru calculul întregii construcții este determinată de condițiile de împărțire a construcției în elemente și de modul de îmbinare (articulat, rigid). In același timp trebue avut în vedere că schema de calcul dinaintea rigidizării îmbinărilor nu va fi aceeași cu schema de după rigidizare.

---

[1]) *V. V. Mihailov:* Noi forme de clădiri prefabricate, cu panouri și cadre, raport ținut la consfătuirea tehnico-științifică de pe lângă Comitetul Orășenesc din Moscova al P. C. (b) al U.R.S.S., 1951.

Dacă elementele sunt executate în fabrică — caz în care se poate asigura un control mai bun al calității betonului și al execuției — se permite o reducere cu 0,2 a coeficientului de siguranță, față de cel care se ia pentru construcțiile monolite, cu condiția însă să nu scadă sub 1,5. Secțiunea elementelor betonate la fața locului, precum și secțiunea îmbinărilor se calculează fără scăderea coeficientului de siguranță.

Elementele prefabricate trebue verificate la eforturile care iau naștere în timpul transportului, al ridicării și al montajului, în ipoteza că elementul se așează în poziția cea mai defavorabilă.

La verificarea secțiunilor considerând aceste eforturi, coeficientul de siguranță se ia de 1,8, pentru eforturile principale de întindere și de 1,5, pentru celelalte eforturi. La calculul elementelor a căror greutate este până la 1 t, la eforturile care iau naștere la transport și montaj, greutatea proprie a elementelor se ia cu coeficientul 1,5 considerându-se și eventualele acțiuni dinamice (lovituri).

Calculul secțiunii propriu zise se face la fel ca pentru elementele monolite. In calculul la lunecare (forfecare), trebue avute în vedere și găurile prevăzute uneori în inimile grinzilor.

Calculul planșeelor. Planșeele compuse din elemente separate, unite între ele cu mortar, se calculează la fel ca și planșeele monolite.

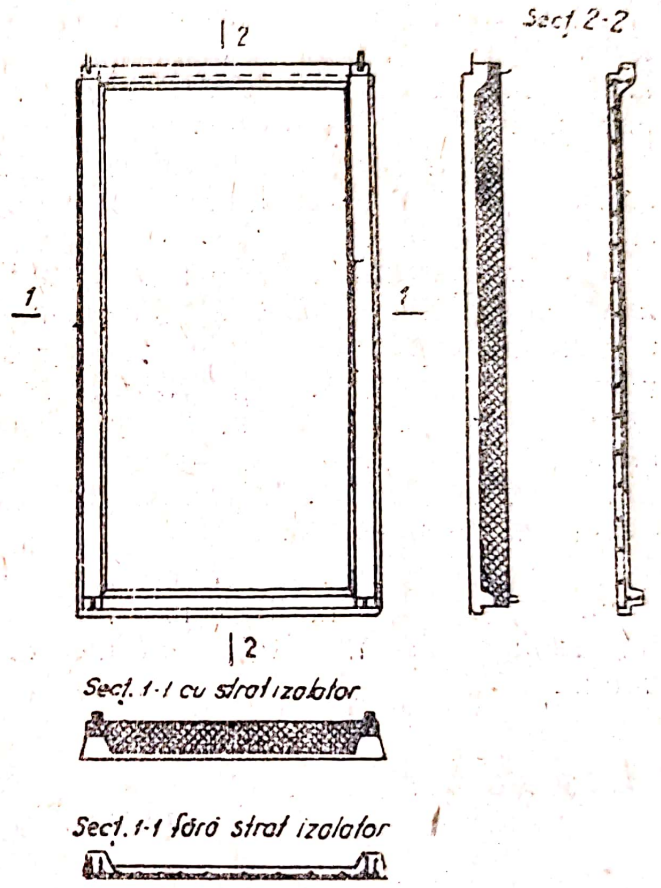


Fig. 391. Panou de perete

Pentru toate tipurile de elemente, cu talpa superioară comprimată, calculul se face la fel ca pentru secțiunile T.

Calculul secțiunii la reazemele elementelor continue ale planșeului cu talpă inferioară se face la fel ca pentru cazul precedent; în cazul când lipsește talpa, calculul se face ca pentru o secțiune dreptunghiulară. Dacă, în cazul din urmă, grosimea nervurii este insuficientă pentru a prelua eforturile de compresiune, trebue prevăzută o vută orizontală, lărgind grinda la reazeme.

In cazul când rosturile dintre elemente sunt de dimensiuni mici (când între ele nu se așează armătură), grosimea nervurilor pentru calcul (atât la forfecare, cât și la compresiune) se ia fără a se ține seamă de grosimea rostului.

Scanned with OKEN Scanner

Dacă între elemente se aşează armătură, grosimea nervurilor se ia în întregime, având în vedere şi grosimea rosturilor, deoarece, în acest caz, din cauza lărgimii rostului, se asigură umplerea lui cu beton.

Calculul stâlpilor. La construcţiile prefabricate, ca şi la construcţiile monolite, stâlpii lucrează rareori numai la compresiune centrică, de exemplu, în timpul montajului ei sunt supuşi şi la încovoiere. Astfel, un stâlp sub formă de T lucrează în clădirea terminată la o încărcare simetrică; în timpul montării apar însă, în cazul încărcării unei singure console a stâlpului şi momente încovoietoare.

La calculul stâlpilor trebue luate în considerare şi eforturile care pot lua naştere în timpul transportului, al ridicării şi al montajului, când stâlpul lucrează ca o grindă. In acest caz, coeficientul de siguranţă se reduce în modul arătat mai sus.

La calculul secţiunii nu trebue să se ajungă la dimensiuni prea mici, periculoase pentru stabilitatea stâlpului, în special în cazul când stâlpii sunt liberi la partea superioară.

Calculul fundaţiilor. Calculul fundaţiilor de tipul celor cu pahar se face la fel ca al celor pline, adică dimensiunile în plan şi înălţimea fundaţiei se determină din condiţia de încovoiere şi forfecare. Apoi, grosimea fundului paharului se determină din calculul la străpungerea plăcii înferioare, sub greutatea proprie a stâlpului (sau a cadrului), în ipoteza că celelalte elemente se vor asambla după turnarea mortarului în pahar; adâncimea paharului (a încastrării) se determină din calculul la străpungere sub acţiunea restului sarcinii verticale.

Dacă grosimea plăcii inferioare şi înălţimea paharului astfel obţinute, însumate, vor da o înălţime mai mică decât înălţimea fundaţiei găsită iniţial, trebue să se mărească înălţimea paharului, fără a schimba grosimea fundului.

§ 72. EXECUTAREA ELEMENTELOR PREFABRICATE IN MATRIŢE DE BETON ARMAT

După cum s'a arătat mai înainte, elementele subţiri de dimensiuni mari din beton armat — cum sunt panourile de planşeu şi de perete, plăcile curbe subţiri, fermele etc se vor executa în tipare — matriţe de beton armat. Executându-le în acest fel, se obţin dimensiunile foarte exacte ale elementelor. Pe de altă parte, această metodă este economică; astfel, nu se mai consumă aproape deloc cherestea, fapt care prezintă o mare importanţă pentru regiunile din U.R.S.S. sărace in păduri.

In cele ce urmează se va arăta folosirea acestei metode în diferite variante, dându-se exemple de executare a panourilor din plăci cu nervuri dese, plăci subţiri cilindrice şi ferme.

a) *Panourile de plăci cu nervuri dese*

Matriţele pentru executarea panourilor cu nervuri se fac demontabile (fig. 392), ceeace permite transportul lor dela un şantier la altul[1]). Ele sunt formate din grinzi longitudinale de beton armat (pe lungimea panoului plăcii) care, aşezate alături, formează fundul matriţei. In partea inferioară a grinzilor se aşează ţevi prin care circulă

[1]) *A. P. Vasiliev:* Elemente de beton armat prefabricat, de mari dimensiuni, cu pereţi subţiri, pentru acoperişuri de clădiri industriale, „Industria Construcţiilor". (Stroitelnaia Promâşlenosti) Nr. 4, 1940.

apă caldă, pentru a accelera întărirea betonului, şi ţevi prevăzute cu vinciuri hidraulice, care înlesnesc scoaterea panourilor din matriţe.

Vinciul hidraulic (fig 392 detaliu) este o parte importantă a matriţei şi este alcătuit dintr'un taler rotund, fixat de ţeava prin care circulă apa, şi dintr'un disc (capac).

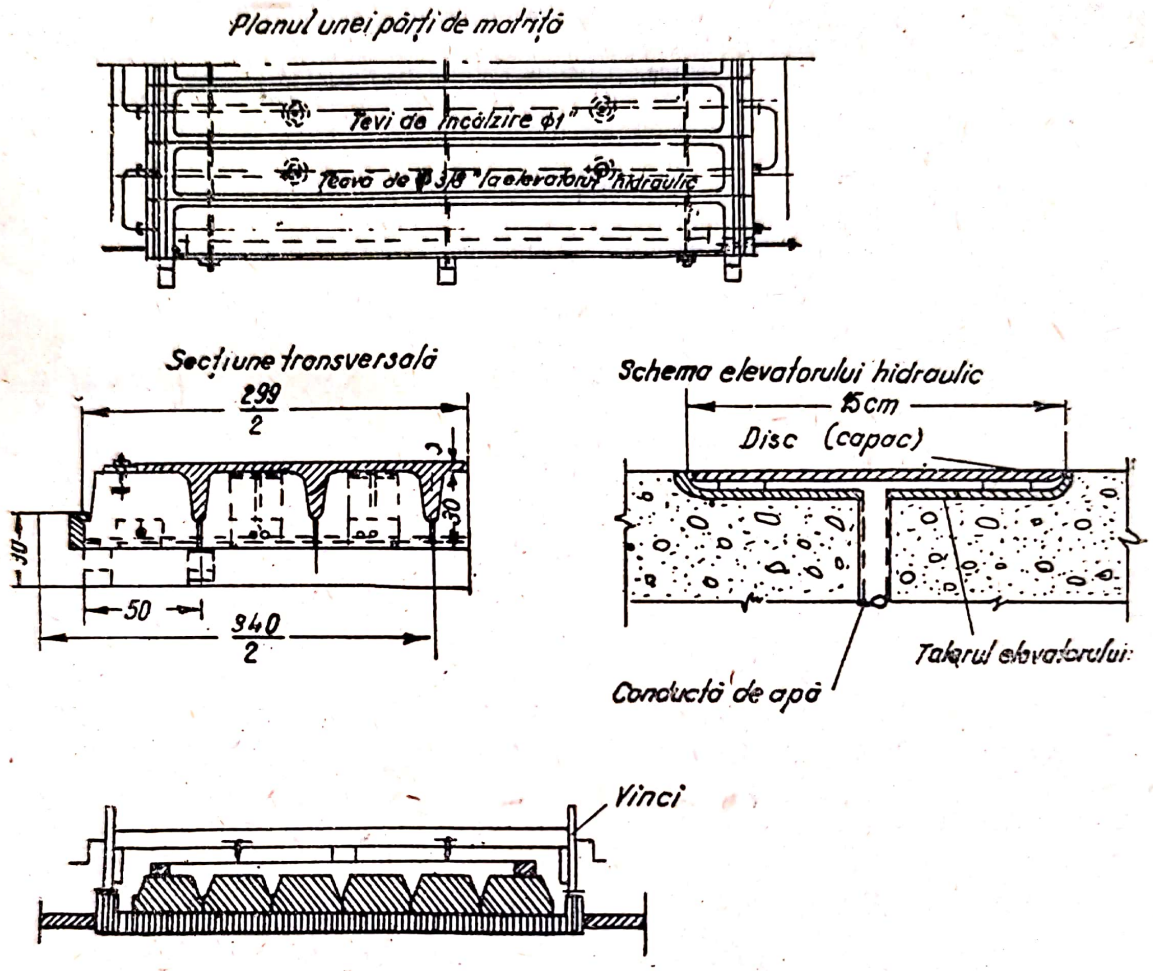


Fig. 392. Matriţă demontabilă pentru panouri cu nervuri dese

Grinzile matriţei, aşezate pe trei cusaci transversali, se strâng între ele cu buloane care trec prin toate grinzile; în rostul cu lăţimea de 1 cm, lăsat între grinzi, se aşează o garnitură elastică şi, după strângerea buloanelor se toarnă mortar. La capetele grinzilor sunt aşezate elementele marginale care se strâng, deasemenea, cu buloane. Apoi, tuburile cu apă caldă sunt unite între ele prin racorduri colţie şi racordate la sistemul de încălzire, iar tuburile vinciurilor hidraulice sunt racordate la reţeaua de apă.

Pentru a se forma cofrajul părţilor laterale, se aşează grinzi longitudinale de lemn şi panouri transversale, fixate provizoriu de grinzile matriţei.

Inainte de aşezarea armăturii şi de turnarea betonului, suprafaţa matriţei este unsă cu ulei (ulei mineral de calitate inferioară). După betonare, matriţele se acoperă cu o prelată, aşezată pe rame de lemn. Dacă se asigură o temperatură constantă de 60°, panoul poate fi scos după 15—18 ore.

Operaţia de scoatere a panoului începe prin punerea în funcţie a sistemului de vinciuri hidraulice; după ce apa s'a răspândit pe toată suprafaţa matriţei se opreşte curgerea ei şi se poate scoate placa. Placa este ridicată cu circa 10 cm, cu ajutorul unor cricuri cu cremalieră, dispuse în cele 4 colţuri ale matriţei; după aceea, ridicarea se face cu macaraua.

Ridicarea prealabilă cu cricuri este necesară pentru a se evita deteriorarea panoului la o eventuală înclinare a lui.

b) *Suprafețe curbe autoportante lungi*

Matrițele pentru executarea suprafețelor curbe autoportante sunt fixe (fig. 393). Mai întâi se execută o umplutură de nisip (după curba suprafeței autoportante) și, pe ea, se execută patul matriței din cărămidă. In umplutură se așează țevi de apă, cu ramificații verticale pentru vinciurile hidraulice, precum și tiranții care strâng marginile laterale ale matriței.

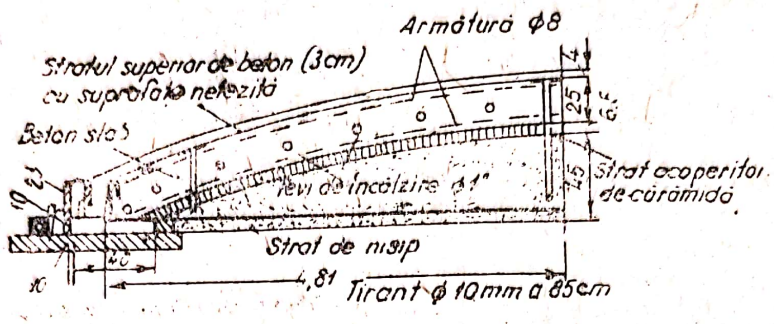


Fig. 393. Matriță pentru suprafețe autoportante

Inainte de betonarea matriței se instalează vinciurile hidraulice, țevile pentru apă caldă și două rețele de armătură din oțel beton de 8 mm. In general se folosește un beton slab și, numai pentru stratul superior cu grosimea de 3 cm se folosește un beton mai rezistent, căruia i se dă cu ajutorul unui șablon forma suprafeței curbe autoportante. Matrița este împărțită în 2 părți, printr'un rost de dilatație, care trece prin mijloc; sistemul de încălzire este format deci, din două sisteme independente.

Modul de turnare a suprafețelor autoportante este aproximativ același ca în cazul precedent.

In același fel s'au executat panouri mari, de beton armat, pentru planșeele clădirii înalte a Universității de Stat din Moscova.

c) *Ferme*

Matrițele pentru executarea fermelor sunt alcătuite din băi de beton armat și din piese prefabricate, în formă de jghiab, corespunzătoare conturului fermei și secțiunii

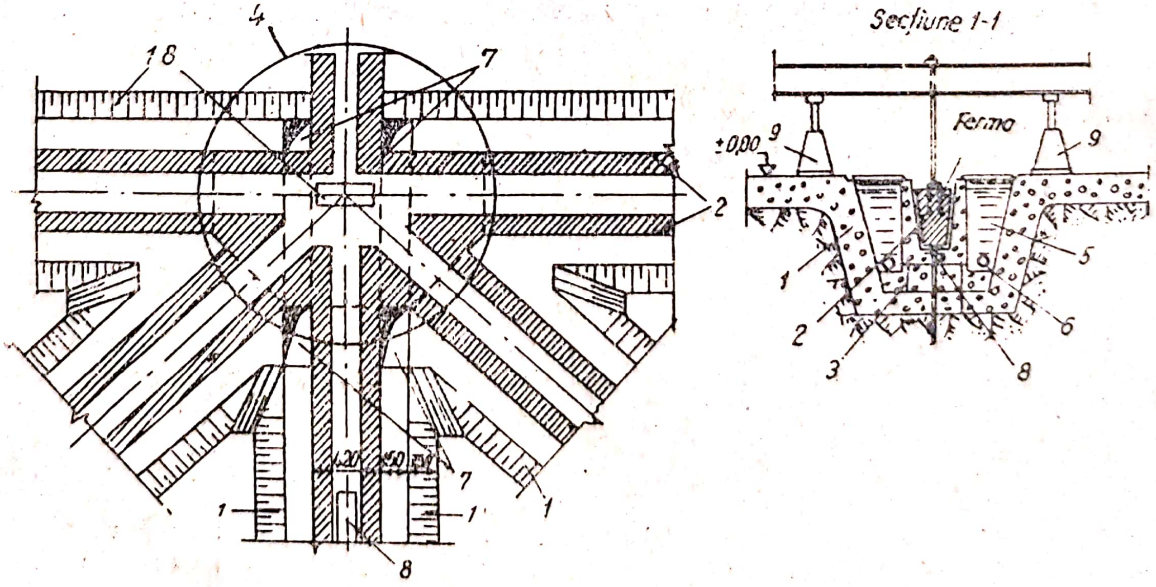


Fig. 394. Detaliul matriței pentru confecționarea fermelor de beton armat:
1 — baie de beton; 2 — tipare prefabricate de beton armat; 3 — mustăți; 4 — nodul tiparului; 5 — apă; 6 — țevi de încălzire; 7 — canale de legătură între compartimente; 8 — vinciu hidraulic

elementelor ei și care se așează în baie (fig. 394[1]). Aceste piese sunt legate de fundul băii prin mustăți care, după așezarea pieselor, se betonează. La nodurile fermei, aceste piese se execută monolit.

Spațiul dintre pereții acestor piese și marginile băii se umplu cu apă, încălzită printr'un sistem de țevi, așezate pe fundul băii. Compartimentele băii sunt unite între ele prin canale.

Pentru scoaterea fermei se instalează la noduri cricuri (fig. 394, secțiunea 1—1) care sunt puse în acțiune după acționarea vinciurilor hidraulice.

După ce ferma se ridică puțin deasupra matriței se apucă cu macaraua.

Metoda de executare în matrițe a elementelor prefabricate de mari dimensiuni poate fi folosită atât în fabrici, cât și pe șantiere. Una dintre condițiile fundamentale ale decofrării, după un timp scurt, este folosirea unor cimenturi superioare.

§. 73. COMPARAȚIE TEHNICO-ECONOMICĂ ÎNTRE CONSTRUCȚIILE MONOLITE ȘI DIVERSE TIPURI DE CONSTRUCȚII PREFABRICATE

Atunci când sunt just folosite și proiectate rațional, construcțiile prefabricate de beton armat prezintă, în privința indicilor tehnico-economici, o serie de avantaje importante față de cele monolite, după cum arată clar datele comparative de mai jos.

Datele din tabela 41, privitoare la consumul de materiale și la costul pe m² de clădire (fără fundații) se referă la o construcție prefabricată de beton armat în cadre (după fig. 377), cu deschiderea de 15 m, cu grinzi de rulare (pod rulant de 5 t), și acoperită cu plăci cu nervuri.

Pentru comparație se dau indicii corespunzători ai aceleași construcții, executată în beton armat monolit și în metal cu încărcări și deschideri identice[2]).

Tabela 41

Indici tehnico-economici comparativi

Alcătuirea clădirii	Consumul de material la 1 m² de pardoseală				Consumul de cherestea, m³	Costul relativ, %
	Nisip și pietriș, kg	Ciment, kg	Metal, kg	Total, kg		
Din beton armat monolit	378	57	25	460	0,54	100
Din beton armat prefabricat . . .	215	61	24	300	0,07	83,7
Metalică	56	10	84	150	0,004	—

Observație. Cimentul și agregatele se folosesc, în cazul construcției metalice, la plăcile de beton armat ale acoperișului.

După cum reiese din tabelă, construcțiile din beton armat prefabricat sunt mult mai ușoare decât cele monolite (în cazul de față cu 35%). Aci se observă, în mod deosebit, o însemnată scădere a consumului de material lemnos, ca o consecință a folosirii cofrajului de un număr mare de ori.

[1] *G. C. Haiducov:* Executarea în matrițe a elementelor unei estacade prefabricate de beton armat. Buletinul Tehnicei Construcțiilor (Biuleten Stroitelnoi Tehniki") Nr. 23, 1947.

[2]) *A. P. Vasiliev:* Elemente de construcții de beton armat, executate în fabrică. „Stroitelnaia Promâșlenosti" (Industria de construcții) Nr. 5, 1947.

Costul construcției din elemente prefabricate de beton armat, executate în fabrică, incluziv transportul și montajul, este deasemenea inferior costului construcției monolite.

In alt caz (tabela 42), indicii tehnico-economici arată avantaje și mai mari, în cazul folosirii elementelor de construcții prefabricate[1]). Consumul de materiale este calculat pentru 1 m³ de clădre fără etaj, cu macarale ușoare (10—15 t).

Tabela 42

Indici tehnico-economici comparativi

Alcătuirea clădirii	Volumul betonului armat (fără fundații), m³	Consumul de materiale				Volum de muncă, om-zile	Durata de execuție, zile
		Nisip și pietriș, m³	Ciment, kg	Metal, kg	Material lemnos, m³		
Monolită . . .	0,076	0,124	33	7,6	0,015	0,50	24
Prefabricată . .	0,026	0,089	22	4,8	0,0015	0,28	11
Economia, % . .	63	28	33	37	90	44	55

La această însemnată economie a contribuit în mod serios și faptul că s'au adoptat scheme tip de clădiri, ceeace a simplicat proiectarea și a permis ca elementele să fie executate în fabrică.

[1]) Biuleten Stroitelnoi Techniki (Buletinul Tehnicii Construcțiilor) Nr. 19, 1946.

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL XV

CONSTRUCȚII SPECIALE DIN BETON ARMAT — MONOLITE ȘI PREFABRICATE

§ 74. GRINZI DE RULARE DIN BETON ARMAT

Grinzile de rulare fac parte din categoria elementelor de construcții speciale și de bază ale clădirilor industriale. Deaceea, proiectarea, calculul și chiar execuția lor trebue să se facă cu o deosebită grijă.

In U.R.S.S. pentru a se economisi metalul, grinzile de rulare se executau (mai ales în cursul primului plan cincinal), chiar pentru podurile rulante grele (100 t și mai mult) din beton armat. Metode de alcătuire a grinzilor de rulare și de fixare a căii au fost elaborate în U.R.S.S. complect independent, pe baza unor experiențe proprii. La rezolvarea acestei probleme au fost folosite în foarte mică măsură, experiențe din străinătate, pentrucă, în celelalte țări, căile de rulare sunt montate aproape totdeauna, pe grinzi metalice și, foarte rar, pe grinzi de beton armat.

In ultimul timp, s'a considerat că este rațională folosirea grinzilor de rulare de beton armat, pentru macaralele industriale cu o capacitate de ridicare până la 20 t, iar pentru macaralele de montaj, chiar și pentru cele cu o capacitate de ridicare mai mare (până la 50 t).

In comparație cu grinzile metalice, grinzile de rulare de beton armat prezintă avantaje în ce privește masivitatea (utilă în cazul sarcinilor dinamice), rezistența la foc, indicii economici și cheltuelile de exploatare, inexistente la ultimele. In afară de aceasta — datorită faptului că grinzile de rulare de beton armat sunt legate monolit cu celelalte părți ale clădirii — ele dau acestora din urmă o rigiditate mare, atât pe direcția longitudinală, cât și pe cea transversală. In majoritatea cazurilor, dimensiunile gabaritului lor nu le depășesc pe acelea ale grinzilor metalice.

Desavantajele grinzilor de rulare din beton armat sunt: greutatea proprie mare, dificultatea fixării șinelor și dificultatea executării unor întăriri ulterioare, dacă acestea ar fi necesare, precum și rezistența mai mică la sarcini dinamice.

Deobicei grinzile de rulare de beton armat se execută continue, când sunt monolite, și simplu rezemate sau continue, când sunt prefabricate.

Scanned with OKEN Scanner

1. Fixarea şinelor de rulare, de grinzile de beton armat

Metoda de fixare a şinelor de rulare trebue aleasă cu mare atenţie, întrucât deranjarea căilor de rulare şi reparaţia lor pot opri nu numai funcţionarea macaralei, ci şi activitatea întregii secţii.

Cea mai raţională metodă constă în fixarea şinelor de rulare cu buloane, care trec prin ţevi metalice. Acestea sunt montate în timpul betonării în talpa grinzii T. Această metodă prezintă avantajul că buloanele de fixare pot fi demontate.

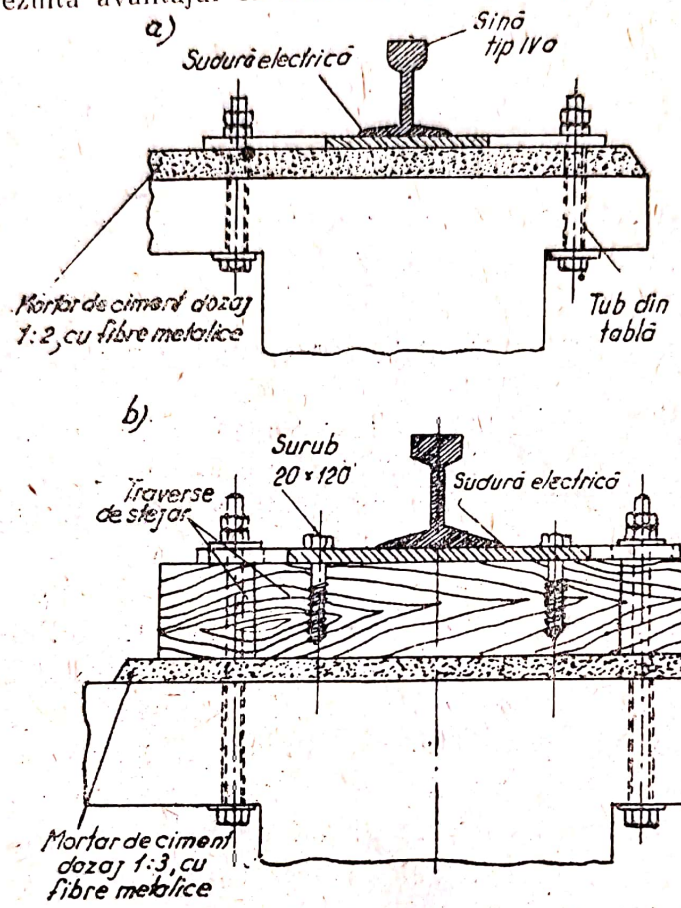


Fig. 395. Prinderea şinei de grinda de rulare din beton armat:
a — direct pe plăci metalice; b — pe traverse.

In funcţie de regimul de lucru al macaralelor şi de capacitatea lor de ridicare, căile de rulare se montează astfel (fig. 395): pentru macaralele industriale (cu regim de lucru normal şi cu viteze medii de 60—100 m/min), având o capacitate de ridicare până la 15 t inclusiv şi pentru macaralele de montaj, şinele pot fi montate direct pe plăci de metal, aplicate pe betonul grinzii (fig. 395, *a*); pentru macaralele industriale cu o capacitate de ridicare peste 15 t, şinele împreună cu plăcile, trebue montate pe traverse elastice de lemn (fig. 395, *b*).

Traversele de lemn trebue confecţionate dintr'o esenţă tare şi durabilă (de exemplu stejarul) Grosimea necesară a traverselor este de 12—15 cm, care este suficientă atât pentru transmiterea presiunii asupra betonului şi protejarea lui împotriva acţiunii dinamice a sarcinilor date de macara, cât şi pentru fixarea plăcilor metalice.

Tipul şi dimensiunile şinelor de rulare se aleg în funcţie de presiunea pe roată şi de caracteristicele macaralei. Este preferabil ca fixarea şinei de grindă să se facă separat şi anume trebue ca şina să se fixeze separat de placă şi placa de grinda de beton armat (folosindu-se buloane demontabile).

In figura 395, *a* se arată cum este fixată şina de cale ferată de plăcile metalice prin sudură; placă este aşezată direct, pe un strat de mortar de ciment (1:2) prevăzut cu o armătură metalică[1]) (după întărirea mortarului).

[1]) Armătura e făcută din sârmă cu diametrul de 0,5—1,0 mm cu lungimea de 100 mm, în cantitate de 50 kg la 1 m³ de mortar

In figura 395, *b* este reprezentat modul de fixare al șinei pe traverse, așezate alăturat: plăcile metalice se fixează de traversele de lemn prin șuruburi (tirfoane). Distanța dintre punctele de prindere de grindă este: pentru șinele tip cale ferată, de 75 cm, iar pentru șinele cu profil special, de 60 cm.

2. Alcătuirea grinzilor de rulare

a) *Grinzi de rulare monolite*

Grinzile de rulare au secțiunea în formă de T, ceeace simplifică fixarea șinelor și îmbunătățește condițiile de lucru la montarea căilor, întreținerea lor și montarea macaralei; în afară de aceasta, un astfel de profil are o rigiditate mai mare pe direcția transversală în care acționează forțele de șerpuire.

Secțiunea minimă a grinzilor este determinată, deobicei, pe baza calculului la alunecare; în cazul unor macarale ușoare și al unor deschideri mari, factorul hotărîtor pentru dimensionarea secțiunii îl constitue, însă, momentul încovoietor.

Înălțimea secțiunii grinzii de rulare se determină prin calcul și în funcție de mărimea sarcinii, rezultă în limitele de $^1/_7\,l$—$^1/_{10}\,l$. Lățimea grinzii variază între $^1/_2$ și $^1/_4$ din înălțimea ei.

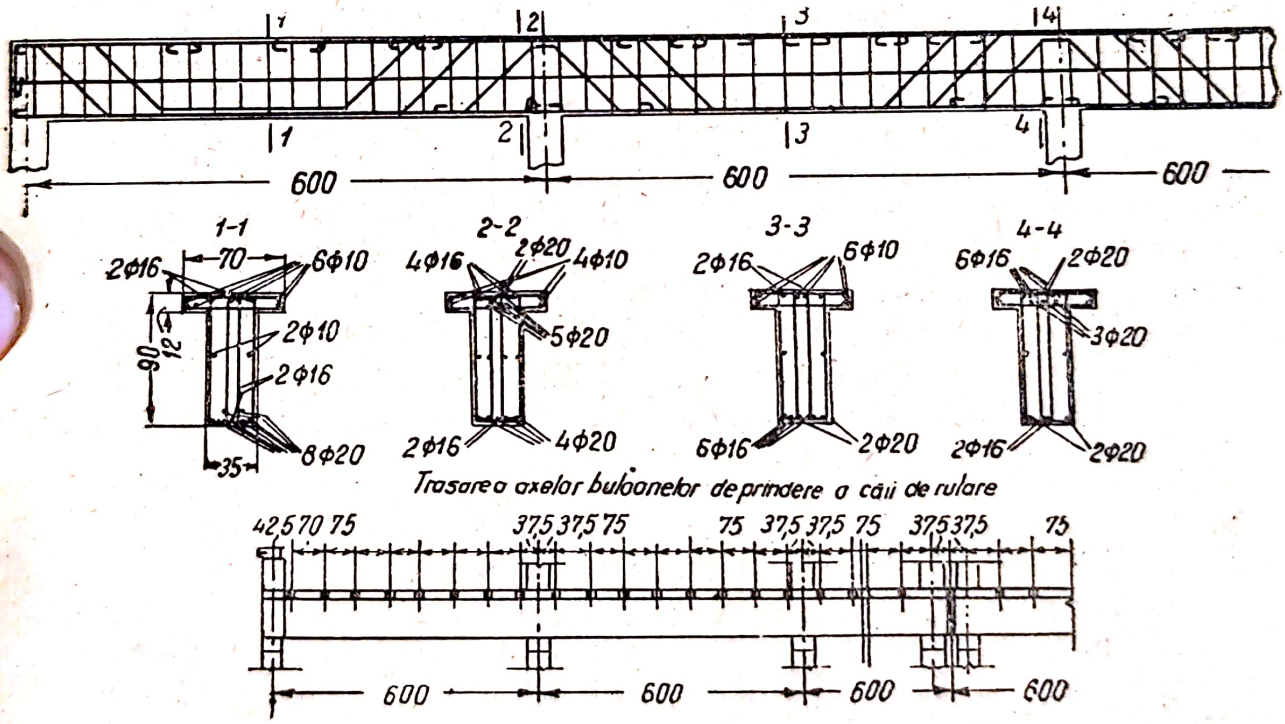


Fig. 396. Construcția unei grinzi de rulare monolite

Grosimea tălpii se ia între $^1/_6\,h$ și $^1/_{10}\,h$, însă de cel puțin 10 cm.

Grinzile duble se prind între ele printr'o placă continuă.

Deschiderile grinzilor de rulare sunt, cele mai adesea de 6 m, pe baza modulului stabilit pentru traveele clădirilor industriale.

Grinzile de rulare se execută continue.

Pentru grinzile de rulare monolite, se întrebuințează un beton cu marca de cel puțin 140.

Scanned with OKEN Scanner

Pe baza unor calcule comparative s'a constatat că grinzile de beton armat pentru poduri rulante uşoare de 5, 10 şi 15 t, sunt mai avantajoase decât cele metalice.

Ca alcătuire, grinzile de rulare diferă puţin de grinzile principale obişnuite. O atenţie deosebită trebue să se dea montării armăturii transversale, barelor ridicate şi etrierilor. Aceste grinzi se execută, întotdeauna, fără vute; vutele erau folosite şi înainte, numai în cazuri excepţionale (exemplu: uzina de turbine din Harcov). In figura 396 este reprezentată o grindă de rulare cu o deschidere de 6 m, pentru două macarale de câte 10 t, (presiunea unei roţi este de 11,8 t) armată cu bare separate. Toate barele de rezistenţă se termină cu ciocuri semirotunde, incluziv cele inferioare dela reazimele intermediare, în care se pot naşte momente negative. In figură este reprezentat deasemenea modul de trasare a găurilor pentru fixarea de grinzi a şinelor.

b) *Grinzi de rulare prefabricate*

Grinzile de rulare prefabricate pot rezema direct pe stâlpi sau pe consolele stâlpilor, care susţin acoperişul. Acestea pot fi executate atât simplu rezemate, cât şi continue.

Atunci când au secţiuni uşoare, executate raţional, *grinzile simplu rezemate,* pot fi avantajoase pentru macaralele uşoare; rosturile de îmbinare de pe consolele stâlpilor se umplu prin turnarea betonului.

Grinzile de rulare se execută, adesea, *continue,* folosindu-se îmbinări monolite. Aceste grinzi se calculează ca şi cele simplu rezemate, la greutatea proprie, şi ca grinzi continue, la acţiunea sarcinii mobile.

Grinzile de rulare prefabricate trebue să fie legate rigid de stâlpi, deoarece sunt solicitate de sarcini dinamice.

Rigiditatea îmbinării se obţine lăsând mustăţi din stâlpi şi turnând beton în spaţiul dintre stâlp şi grindă, precum şi în spaţiul dela îmbinarea elementelor grinzii în dreptul reazemului. Mărimea spaţiului dintre grindă şi stâlp se determină prin gabaritul macaralei şi secţiunea grinzii; în orice caz, acesta nu trebue să fie mai mic decât 4 cm pentru ca betonarea să fie posibilă.

Pentru preluarea eforturilor orizontale, provenite din şerpuire şi din şocurile căruciorului macaralei se lasă înafara stâlpului bare orizontale sau bucle, astfel încât acestea să nu stânjenească montarea grinzilor.

In figura 397, *a* este reprezentat un tip de grindă de rulare prefabricată, sistem Promstroiproect, cu o deschidere de 6 m pentru două macarale de câte 10 t (deschiderea macaralei variind între 12 şi 24 m) iar marca betonului fiind 140.

Fixarea grinzilor între ele se realizează constructiv, prin îmbinări rigide, folosindu-se eclise din bare cu diametrul de 10 mm, care acoperă mustăţile armăturii grinzilor; legătura cu stâlpul se realizează prin montarea unei armături transversale, care se introduce în scoabe fixate în betonul stâlpului (fig. 397, *b*). In rosturile de îmbinare se toarnă beton, armat cu sârmă de oţel, pentru a se mări rezistenţa la întindere.

Trebue arătat că o armătură prea slabă la reazeme are drept urmare deteriorarea îmbinărilor; trebue să se prevadă o armătură superioară, cu o

Scanned with OKEN Scanner

secțiune de cel puțin 30% din cea rezultată din calcul, considerându-se că grinzile sunt continue.

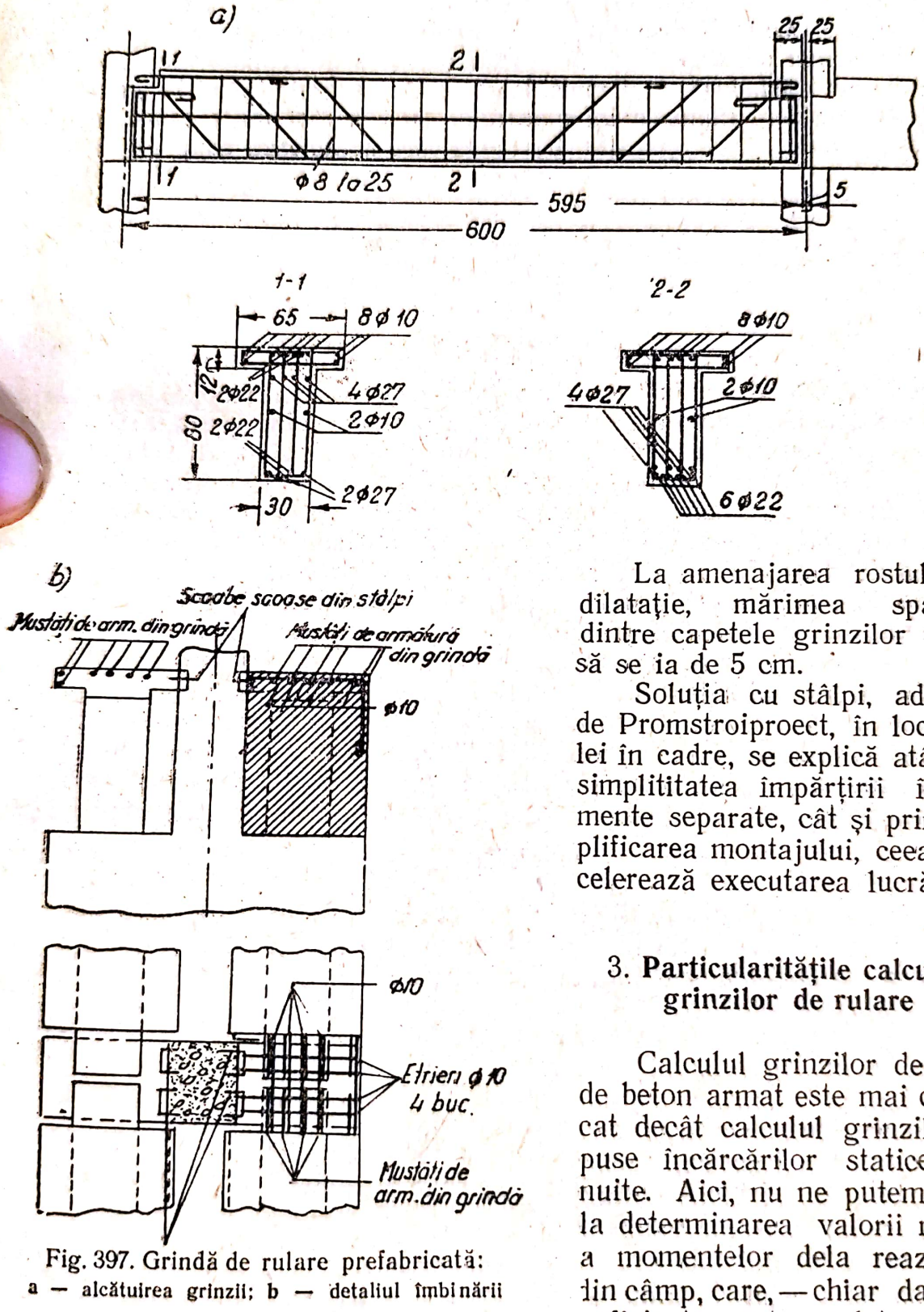


Fig. 397. Grindă de rulare prefabricată:
a — alcătuirea grinzii; b — detaliul îmbinării

La amenajarea rostului de dilatație, mărimea spațiului dintre capetele grinzilor trebue să se ia de 5 cm.

Soluția cu stâlpi, adoptată de Promstroiproect, în locul celei în cadre, se explică atât prin simplititatea împărțirii în elemente separate, cât și prin simplificarea montajului, ceeace accelerează executarea lucrărilor.

3. Particularitățile calculului grinzilor de rulare

Calculul grinzilor de rulare de beton armat este mai complicat decât calculul grinzilor supuse încărcărilor statice obișnuite. Aici, nu ne putem limita la determinarea valorii maxime a momentelor dela reazeme și din câmp, care, — chiar dacă sunt suficiente pentru a determina dimensiunile principale ale secțiunii grinzii, sunt însă complect insuficiente pentru calculul armăturii și pentru determinarea locurilor de oprire și de ridicare a barelor. Pentru o alcătuire corectă a grinzilor de rulare, este ne-

secțiune de cel puțin 30% din cea rezultată din calcul, considerându-se că grinzile sunt continue.

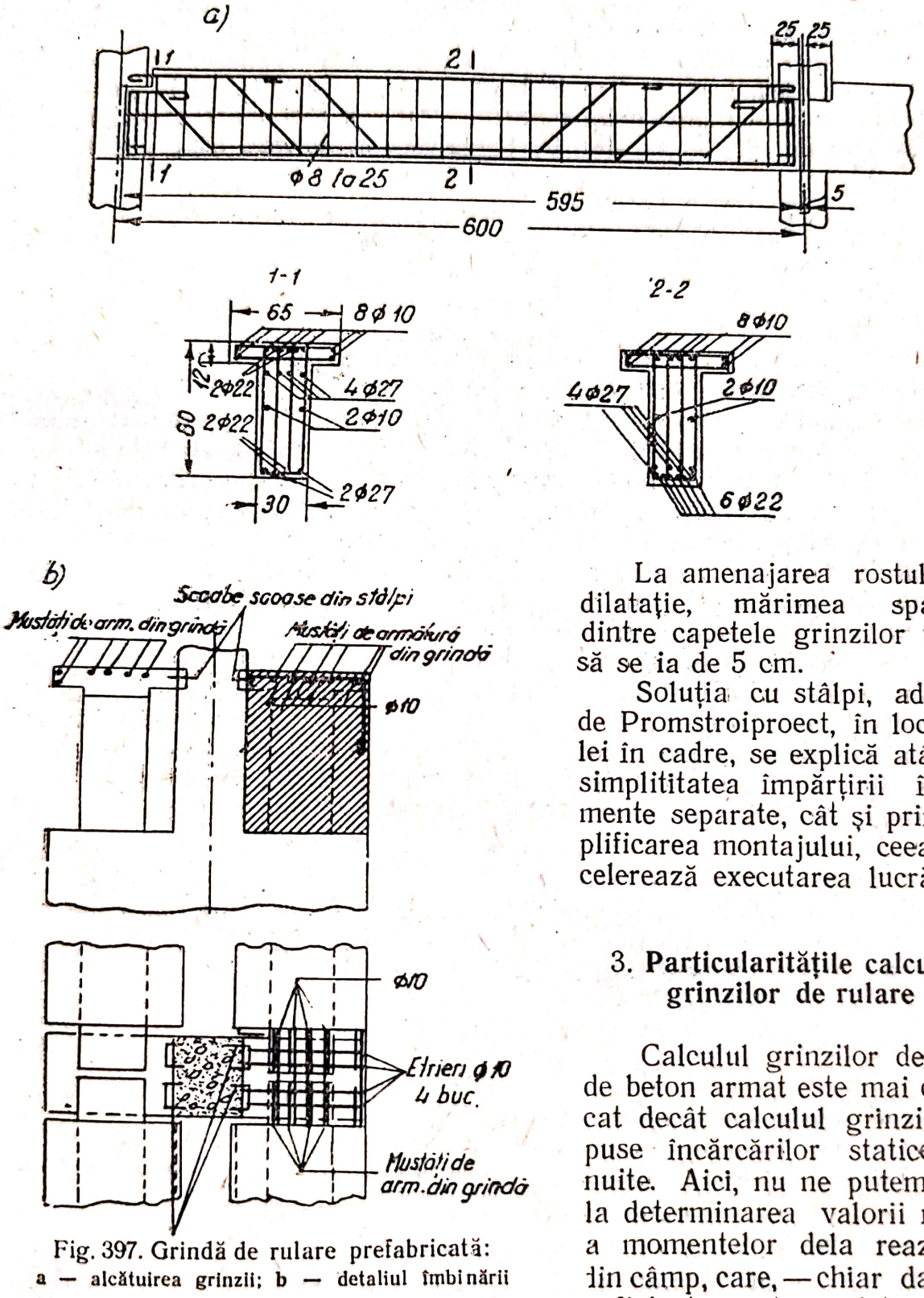


Fig. 397. Grindă de rulare prefabricată:
a — alcătuirea grinzii; b — detaliul îmbinării

La amenajarea rostului de dilatație, mărimea spațiului dintre capetele grinzilor trebue să se ia de 5 cm.

Soluția cu stâlpi, adoptată de Promstroiproect, în locul celei în cadre, se explică atât prin simplititatea împărțirii în elemente separate, cât și prin simplificarea montajului, ceeace accelerează executarea lucrărilor.

3. Particularitățile calculului grinzilor de rulare

Calculul grinzilor de rulare de beton armat este mai complicat decât calculul grinzilor supuse încărcărilor statice obișnuite. Aici, nu ne putem limita la determinarea valorii maxime a momentelor dela reazeme și din câmp, care, — chiar dacă sunt suficiente pentru a determina dimensiunile principale ale secțiunii grinzii, sunt însă complect insuficiente pentru calculul armăturii și pentru determinarea locurilor de oprire și de ridicare a barelor. Pentru o alcătuire corectă a grinzilor de rulare, este ne-

cesară construirea diagramei momentelor acoperitoare şi a diagramei forţelor tăietoare; acestea din urmă sunt necesare calculului etrierilor şi al barelor ridicate.

După numărul de macarale care circulă pe ele, grinzile de rulare se împart în grinzi pentru o macara şi grinzi pentru două macarale. Dacă pe grindă se pot găsi, însă, mai mult decât două macarale (până la patru), în calcul se consideră numai două macarale, cu cea mai mare capacitate de ridicare, aşezate una lângă alta. Sarcinile care acţionează asupra grinzilor

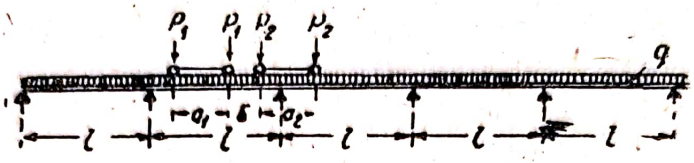


Fig. 398.

de rulare se pot grupa în sarcini permanente şi sarcini mobile (fig. 398). Sarcina permanentă uniform distribuită se compune din: greutatea proprie a grinzii şi greutatea căii de rulare (150 kg/m). Incărcarea mobilă este formată din: *presiunea verticală a roţilor macaralei şi forţa orizontală, provenită din frânarea cărucioarelor,* care se deplasează dealungul podului rulant. In acest caz, sarcina verticală provenită din macara se prezintă sub forma a două sarcini legate; dacă lucrează concomitent două macarale, sarcinile care acţionează grinda sunt formate, deobicei, din 4 forţe.

Astfel, pentru calculul grinzilor de rulare este necesar, a avea înainte de toate, date cu privire la capacitatea de ridicare a podului rulant Q şi la deschiderea podului rulant L, precum şi la regimul lui de lucru. Apoi, folosind tabelele sau normele, se determină încărcarea maximă pe roată P_0, greutatea căruciorului macaralei G[1]), distanţa dintre centrele roţilor a şi numărul roţilor pentru fiecare şină. După aceasta se află presiunea maximă verticală asupra roţilor, ţinându-se seamă de coeficientul dinamic:

$$P = k P_0 \qquad (467)$$

Mărimea coeficientului dinamic k depinde de regimul de lucru ale macaralei şi de grupul căruia îi aparţine şi se ia între 1,0—1,2.

Forţa maximă transversală orizontală de frânare

$$T = 0{,}1 \frac{(Q + G)\ n}{n_0} \qquad (468)$$

în care: 0,1 este coeficientul de frecare;

n_0 — numărul tuturor roţilor căruciorului;

n — numărul roţilor frânate ale căruciorului, deobicei egal cu $^1/_2$ din numărul n_0.

La macaralele obişnuite, $n_0 = 4$ şi $n = 2$.

Deobicei efortul de frânare transversal se transmite integral, la o singură grindă, ceeace dă eforturi, într'o oarecare măsură, exagerate. Totuşi, aceasta se justifică prin faptul că nu se ţine seamă de eventualele eforturi

[1]) Dacă lipsesc date speciale, se poate considera $G = 0{,}3\ Q$.

transversale, destul de mari, care apar în cazul înclinării macaralei și în cazul când calea de rulare nu este bine întreținută.

In același timp, în cazul unei încărcări unilaterale din macara, se poate ține seamă de rezistența mai multor stâlpi învecinați la momentul încovoietor dat de această încărcare; în același timp, mărimea momentului de calcul care revine fiecărui stâlp separat și fundației respective, poate fi mult redusă. Forța longitudinală de frânare, la oprirea podului rulant, se ia egală cu:

$$T_l = 0{,}1\ P_{.n}, \tag{469}$$

n este numărul roților frânate pe calea de rulare; la podurile rulante obișnuite se ia $n = 1$.

In calcul, acest efort de frânare se repartizează în mod egal, asupra stâlpilor care susțin grinda, fără a se ține seamă de influența lor chiar pe grinda de rulare.

Calculul static. Trecând la calculul static al grinzii, se iau mai multe secțiuni, deobicei la intervale de $^1/_{10}$ din deschidere. Apoi, în cazul general, se construiesc liniile de influență ale lui M și Q, pentru fiecare dintre secțiunile fixate; după aceasta, încărcându-le succesiv cu sarcina mobilă, se stabilesc M și Q maxim și minim, adică se găsesc, valorile ordonatelor corespunzătoare, pozitive și negative din diagrama momentelor acoperitoare.

Chiar atunci când ordonatele liniilor de influență se iau din tabelele existente, construcția diagramelor momentelor acoperitoare prezintă, totuși, o muncă îndelungată. Deaceea, pentru cazurile obișnuite de grinzi de rulare cu deschideri egale, pe care circulă una sau două macarale, au o mare însemnătate practică tabelele — grafice și numerice — care ușurează foarte mult calculul[1]).

In anexa VIII sunt date tabelele reduse pentru calculul grinzilor de rulare continue cu cinci deschideri, încărcate cu una sau două macarale identice.

Aceste tabele dau valorile ordonatelor din diagramele momentelor acoperitoare și ale forțelor tăietoare pentru secțiuni, la intervale de 1/10 din deschiderea grinzii. Tabelele sunt întocmite pentru diferite raporturi între a și deschiderea l, variind dela 0 (cazul unei singure roți) până la 1,0 (la intervale de 0,1). Pentru cazul a două macarale identice[2]), tabelele sunt întocmite numai pentru distanța minimă dintre macarale $b = 0{,}2\ l$, ceeace dă, pentru cazul deschiderilor grinzilor întâlnite în mod obișnuit (5—8 m) o valoare $b = 1$—$1{,}6$ m. Grinzile cu mai mult de 5 deschideri se calculează cu ajutorul aceleași tabele, alcătuind toate deschiderile mijlocii după cea de a treia deschidere; grinzile cu 4 deschideri pot fi calculate deasemenea cu ajutorul tabelei pentru grinzile cu 5 deschideri, alcătuind deschiderile marginale după deschiderile respective, iar cele dela mijloc după a doua deschidere.

Diagramele acoperitoare ale forțelor tăietoare Q, provenite din acțiunea uneia sau a două sarcini mobile egale (v. anexa VIII. tabelele 2 și 6), trasate după curbe, se înlocuesc prin trapeze, care sunt echivalente în ceeace privește mărimea suprafeței; în acest caz ordonatele diagramelor din dreptul reazemelor se păstrează egale cu valorile lor reale. Diagramele acoperitoare ale lui Q, rezultate din sarcinile mobile nu sunt date pentru întreaga deschidere, ci numai pentru porțiunile dintre secțiunile 0—5, 10—17,

---

[1]) *V. A. Ilarionov:* Tabele pentru calculul grinzilor de rulare continue M—L/1932. *V. A. Ilarionov* și *P. M. Frenkel:* Calculul grinzilor de rulare de beton armat (tabele) Stroiizdat, 1934.

[2]) In tabelele complecte, întocmite de V. A. Ilarionov și P. M. Frenkel sunt date valorile ordonatelor diagramelor, pentru diferite macarale și diferite raporturi între mărimile presiunilor roților celor două macarale (dela 0,1 până la 1) și pentru diferite combinații de valori ale lui a.

20—27, (pozitive) 3—10 şi 13—20 (negative) — pentru o macara şi pentru porţiunile dintre secţiunile 0—4, 10—15, 20—25 (pozitive), 4—10 şi 15—20 (negative) — pentru 2 macarale.

Se admite neglijarea porţiunilor de diagramă eliminate, pentrucă, în cazul unor eforturi unitare, în dreptul reazemelor $\tau_{0\ max} = R_t$; în secţiunile respective din câmp, eforţul nu va depăşi valoarea $\tau_0 = \frac{R_t}{k_1}$.

Trebue să observăm că diagramele acoperitoare M şi Q care rezultă sunt diferite, în funcţie de faptul dacă sarcinile pot sau nu pot ieşi de pe grindă în stânga reazemului; pentru prima deschidere, această diferenţă se înregistrează în porţiunea momentelor pozitive, iar pentru porţiunea din stânga a celei de a doua deschideri, în partea unde acţionează momentele negative.

Sarcinile pot trece dincolo de limitele reazemelor marginale atunci când, la reazemul marginal există un rost de dilataţie sau când se ţine seamă de faptul că, pe viitor, calea de rulare trebue să se prelungească dincolo de reazemul marginal considerat, executându-se un rost la acesta din urmă.

Calculul secţiunilor. Momentele şi forţele tăietoare de calcul, date de sarcina uniform distribuită (g), din sarcinile mobile concentrate (P) se determină cele mai adesea pentru primul şi pentru cel de al doilea câmp, şi pentru primul şi cel de al doilea reazem (fără a-l considera pe cel marginal).

Trebue să observăm că, în cazul unor deschideri mici ale grinzii, dimensiunile secţiunii se determină, deobicei, prin calculul la forţele tăietoare, iar în cazul deschiderilor mari, prin calculul la momentele încovoietoare.

Dacă dimensiunile secţiunii transversale se determină prin calculul la momentul încovoietor maxim, trebue să se pornească dela o secţiune dublu armată, pentrucă în toate secţiunile grinzii sunt posibile atât momente pozitive, cât şi momente negative. Raportul dintre secţiunea armăturii comprimate şi secţiunea celei întinse, F'_a/F_a, se ia deobicei egal cu 0,25—0,4.

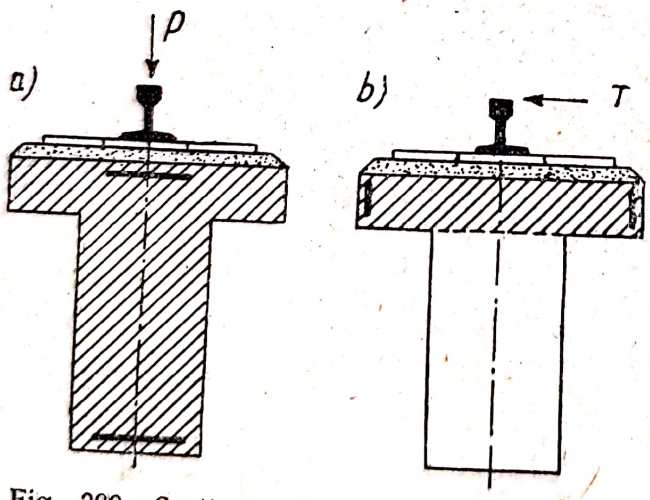


Fig. 399. Secţiunea transversală de calcul a grinzii de rulare:
a — în cazul calculului la încărcarea verticală;
b — în cazul calculului la încărcarea orizontală

Calculul secţiunii grinzii se complică prin faptul că este necesar să se ţină seamă de forţele orizontale de şerpuire care duc la fenomene de încovoiere oblică şi de torsiune.

Pratic, se consideră că eforturile care încovoaie grinda în planul vertical sunt preluate de secţiunea transversală, haşurată în figura 399, *a*; iar eforturile care încovoaie grinda în planul orizontal sunt preluate de partea din secţiunea transversală, reprezentată haşurat în figura 399, *b*.

Din forţa orizontală de frânare se determină numai momentul maxim de calcul. Armătura calculată la acest moment se montează la ambele feţe verticale ale plăcii, pe toată lungimea grinzii.

In calcul nu se ţine seamă de faptul că forţele orizontale sunt aplicate excentric.

Verificarea la alunecare se face ținând seamă de valoarea maximă, obținută prin suprapunerea ordonatei diagramei Q, dată de sarcina uniform distribuită g, și a ordonatei respective a diagramei acoperitoare Q, dată de sarcinile concentrate. Pentru grinzile cu deschideri egale, Q maxim se obține în secțiunea din stânga primului reazem intermediar.

Dacă dealungul grinzii se mișcă una, două sau patru forțe, se vor obține pentru diferite poziții ale acestor forțe diferite diagrame ale forței tăietoare Q și, prin urmare, diferite diagrame ale lui τ_0.

Dacă pentru calculul barelor ridicate și al etrierilor se va alege din toate diagramele posibile aceea cu suprafața mai mare corespunzătoare unei anumite poziții a sarcinii (sau a sarcinilor), secțiunea armăturii găsite pentru această suprafață a diagramei va satisface, întotdeauna, acoperitor și toate celelalte diagrame posibile. Totuși, distribuția barelor înclinate dealungul grinzii, calculată pentru diagrama maximă, nu va satisface celelalte diagrame posibile și, în anumite bare, se pot produce însemnate suprasolicitări.

Deaceea, pentru a calcula etrierii și barele ridicate în grinzile de rulare, trebue să se pornească dela suprafața totală a diagramei acoperitoare a lui τ_0, scăzând numai acea parte (cel mult 20%) care se transmite armăturii longitudinale.

Pentru a se ține seamă de existența eforturilor unitare suplimentare, datorite momentelor de torsiune, este indicat să se transmită integral etrierilor și barelor ridicate, toate eforturile unitare principale de întindere, provenite din sarcinile verticale.

§ 75. ZIDURI DE SPRIJIN

Pentru executarea zidurilor de sprijin care preiau împingerea pământului (sau presiunea apei), se pot realiza din beton armat soluții constructiv raționale, care sunt foarte economice și ușoare. In general, zidurile de sprijin trebue să fie astfel calculate încât să se excludă posibilitatea răsturnării și alunecării lor, iar eforturile unitare în materialul zidului și în terenul de fundație să nu depășească limitele admisibile. In timp ce la zidurile de sprijin din piatră, din cărămidă sau din beton, aceste condiții sunt satisfăcute, în primul rând prin masivitatea lor și prin greutatea lor proprie însemnată, la zidurile de beton armat, în care se admit eforturi unitare de întindere, condițiile de mai sus se realizează alegând o formă corespunzătoare.

Din punct de vedere constructiv, pot exista 3 tipuri principale de ziduri de sprijin din beton armat:

a) ziduri-plăci cu contraforți de piatră, beton sau beton armat;
b) ziduri de sprijin în unghiu (cu talpă) cu nervuri sau fără nervuri;
c) ziduri de sprijin prefabricate, de diferite tipuri.

Scanned with OKEN Scanner

1. Ziduri de sprijin cu contraforți

Aceste ziduri sunt formate din: stâlpi masivi de piatră brută, de beton simplu sau armat (contraforți) așezați la o oarecare distanță unul de altul, și plăci de beton armat sau bolți (pereți) așezate între ele (fig. 400), care transmit împingerea pământului asupra contraforților.

Armătura plăcilor de beton armat este formată, deobicei, din bare orizontale de rezistență și bare verticale de repartiție.

2. Ziduri de sprijin în unghiu

O formă foarte rațională de ziduri de sprijin din beton armat, s'a realizat prin așa numitele ziduri în unghiu la a căror alcătuire este necesară o cantitate minimă de material. Acest tip de ziduri este caracterizat prin faptul că, datorită formei lor de cornier se ține seamă în calcul de greutatea pământului aflat deasupra tălpii orizontale, sarcină care dă un moment de semn contrar celui din împingerea orizontală a pământului.

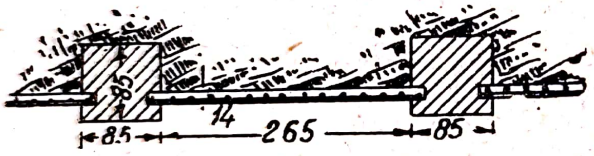


Fig. 400. Secțiune orizontală prin zidul de sprijin

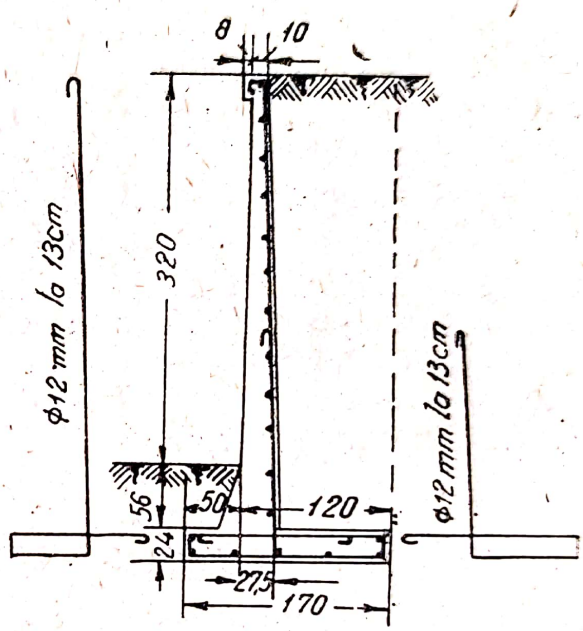


Fig. 401. Zid de sprijin în formă de cornier, fără nervuri

Zidurile de sprijin în formă de cornier sunt de două tipuri: cu nervuri și fără nervuri.

a) *Ziduri de sprijin în unghiu fără nervuri*

La zidurile de sprijin în formă de cornier, fără nervuri, atât placa verticală, cât și cea orizontală, lucrează la încovoiere ca niște console, încastrate la un capăt. In acest caz, presiunea pământului — care este o sarcină neuniform distribuită — dă naștere unor eforturi de întindere la partea interioară a peretelui vertical și la partea superioară a plăcii orizontale de fundație, ceeace determină tocmai așezarea armăturii de rezistență. In pereții verticali, barele de rezistență trebue să fie așezate în apropierea suprafeței interioare, vertical, iar cele de repartiție, orizontal. Este rațional ca armătura de rezistență să se monteze — cea verticală, în perete, iar cea orizontală, în fundație — în formă, de bare dintr'o bucată, așa cum se arată în figura 401. In funcție de caracterul diagramei momentelor,

se poate ca numai o parte din bare ($^1/_2$—$^1/_3$) să se ducă până la capătul superior, iar celelalte, să se oprească mai jos, la unul sau la două niveluri, în funcție de înălțimea zidului.

Prin calcul s'a stabilit că zidurile de sprijin fără nervuri, sunt mai avantajoase decât cele cu nervuri, numai pentru înălțimi care nu depășesc 4—5 m.

b) *Ziduri de sprijin în unghiu cu nervuri*

Pentru înălțimi mai mari, zidul de sprijin se execută cu nervuri: în cazul cel mai simplu (fig. 402), zidul este format dintr'o placă verticală (zidul), o placă orizontală de reazem (de fundație) și nervuri așezate spre partea pământului, în zona întinsă.

Zidul vertical sau puțin înclinat înspre terasament se execută, în acest caz, ca o placă continuă, ale cărei reazeme sunt nervurile; placa lucrează pe direcția orizontală, transmițând împingerea pământului asupra nervurilor. Deaceea, barele orizontale de rezistență se prevăd, în partea dela mijlocul deschiderilor, în apropierea suprafeței exterioare; la reazeme (nervuri) o parte din ele sunt aduse până la suprafața interioară a zidului, unde apar momente negative. Barele de repartiție sunt așezate vertical; în partea de jos, ele lucrează la un moment care se naște la îmbinarea zidului cu placa de reazem. In funcție de modul cum crește împingerea pământului, barele orizontale sunt așezate în partea de jos, mai dese decât în partea de sus; din aceeași cauză, și peretele se îngroașă, uneori, în partea de jos — treptat sau cu retrageri în trepte.

Placa de reazem se armează, deasemenea, conform regulilor generale de alcătuire a plăcilor continue. Fiind încărcată pe o parte, cu reacțiunea neuniform distribuită a terenului, iar pe cealaltă parte, de greutatea pământului aflat deasupra ei și de greutatea proprie; aceasta este deobicei dublu armată.

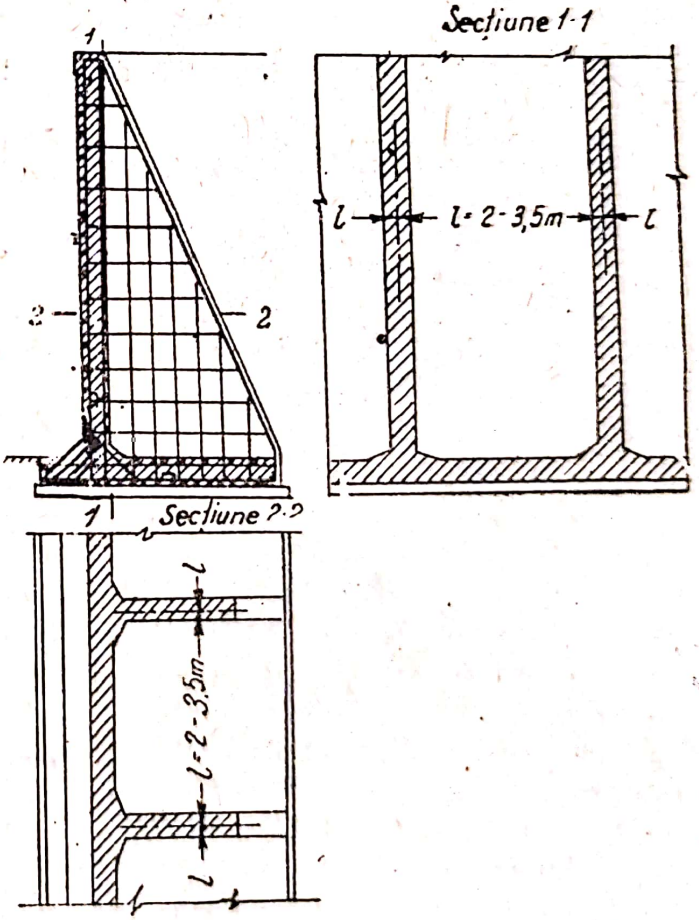


Fig. 402. Zid de sprijin sub formă de cornier, cu nervuri

Nervurile lucrează ca niște grinzi în consolă, având profil în formă de T, și secțiune variabilă. Distanța dintre ele depinde de înălțimea peretelui și variază, deobicei între 2—3,5 m. Ele se armează cu trei feluri de bare: înclinate, orizontale și verticale. Barele înclinate sunt barele de rezistență și se așează la marginea dinspre pământ a nervurii; barele orizontale

leagă nervurile de perete, pentru ca acesta din urmă să nu se desprindă de nervuri, din cauza împingerii pământului şi servesc, în acelaşi timp şi drept etrieri pentru preluarea eforturilor unitare principale de întindere în nervură. Barele verticale servesc la legarea nervurilor cu placa de reazem, şi lucrează, deasemenea, la smulgere. In locul de contact cu placa de reazem, lăţimea nervurii se ia egală cu lăţimea acestei plăci.

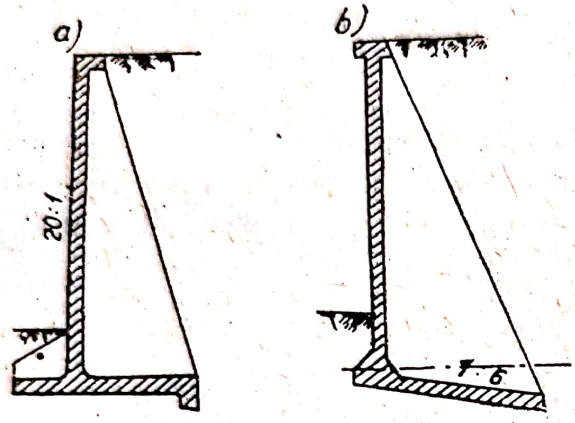


Fig. 403. Zid de sprijin în formă de cornier:
a — cu placa de reazem prelungită în faţă şi cu pinten; b — cu panta inversă a plăcii

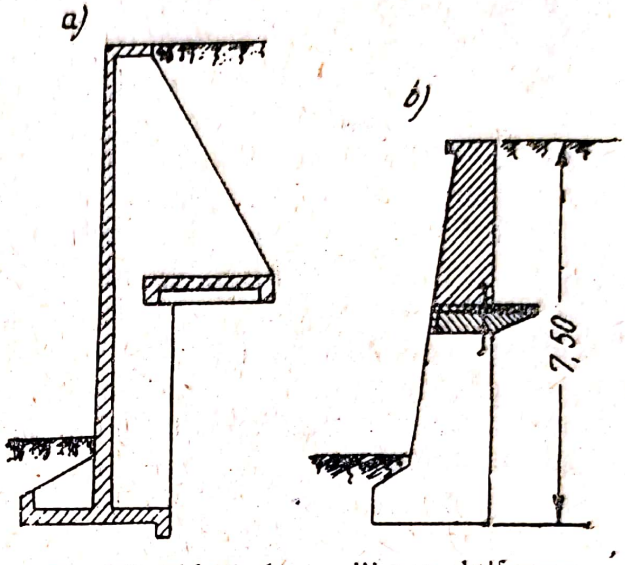


Fig. 404. Ziduri de sprijin cu platforma de descărcare din beton armat:
a — din beton armat; b — din zidărie (beton)

Atât peretele din faţă cât şi placa de reazem se racordează deobicei cu nervurile prin vute.

Placa de reazem se continuă, adesea dincolo de faţa peretelui vertical, prevăzând-o de multe ori cu o nervură de dimensiuni mici, care lucrează la compresiune (fig. 403, *a);* în afară de aceasta, uneori se prevăd pe una sau pe amândouă marginile plăcii, grinzi longitudinale de o înălţime redusă (pinteni).

Prin executarea prelungirii din faţă a plăcii se realizează o repartizare mai uniformă a presiunii pe teren, fiind redusă în dreptul marginii exterioare, fapt care este foarte important în cazul terenurilor slabe. Lăţimea plăcii de reazem trebue să fie verificată la presiunea admisibilă pe teren, şi se ia, deobicei, egală cu $^1/_2$ până la $^3/_5$ din înălţimea peretelui.

Grinda longitudinală numită „pinten" şi prevăzută la capătul din spate al plăcii, serveşte la mărirea rezistenţei la alunecarea orizontală a zidului. O măsură mai eficace împotriva alunecării este aceea de a da plăcii de reazem o înclinare inversă în spre terasament (fig. 403, *b*).

Deobicei la partea superioară a zidului se execută o talpă orizontală — „cordonul" peretelui — care măreşte rigiditatea părţii superioare a peretelui şi a nervurii corespunzând în acelaşi timp şi cerinţelor arhitecturale; adesea ea are aceeaşi grosime ca şi peretele la partea superioară şi se armează constructiv.

La zidurile de sprijin foarte înalte, este indicat ca la un oarecare nivel (adesea, la jumătate din lăţimea zidului) deasupra plăcii de fundaţie, să se prevadă o *placă orizontală de descărcare* (fig. 404, *a*) executată uneori

boltită. Construcțiile de acest fel prezintă avantajul că pământul aflat mai jos decât placa de descărcare nu suportă sarcina transmisă de pământul aflat deasupra acestei plăci. Din această cauză împingerea pământului asupra părții inferioare a zidului de sprijin și asupra nervurilor se micșorează și prin urmare, se micșorează și momentele încovoietoare, ceeace duce la micșorarea volumului total de beton armat.

In cazul când se mărește înălțimea unui zid de sprijin existent, de beton sau de piatră, este foarte avantajoasă folosirea plăcii orizontale, care descarcă placa inferioară a zidului de sprijin. In adevăr, în loc să se sape pământul în spatele zidului de sprijin și să se mărească grosimea acestui zid este mai avantajos ca peste el să se execute o placă în consolă din beton armat, iar deasupra acesteia, să se ridice zidul de sprijin suplimentar (fig. 404, *b*).

Comparându-se indicele economic al zidurilor de sprijin de beton armat cu indicele zidurilor de beton simplu, s'a dovedit că, dacă raportul dintre costul unui m³ de beton armat și al unui m³ de beton simplu variază între 3 și 4, zidurile de sprijin de beton armat sunt mai economice.

3. **Ziduri de sprijin prefabricate**

Zidurile de sprijin cu profil de cornier, cu dimensiuni reduse pot fi executate în fabrici de beton, în formă de tronsoane separate scurte de 2—2,5 m, care sunt montate apoi pe loc. Acestea se execută atât cu nervuri cât și fără nervuri și își găsesc întrebuințare ca ziduri la rampe de încărcare și la peroane, precum și la construcția cheurilor. Dacă este necesar (spre exemplu în mutarea căilor) tronsoanele zidului de sprijin prefabricat pot fi mutate în alt loc.

In U.R.S.S. se folosesc și alte ziduri de sprijin prefabricate, recunoscute ca fiind mai economice decât cele monolite din beton simplu și chiar decât zidurile de sprijin din beton armat.

La baza acestor construcții stă principiul căsoaielor obișnuite. Ele sunt formate din două tipuri de grinzi: longitudinale — în formă de grinzi drepte, cu secțiunea pătrată și transversale de ancoraj, cu profile de fixare la capete, care servesc drept legături între grinzile longitudinale. Aceste elemente așezate in forma unei stive de grinzi, formează, în plan, o serie de ochiuri dreptunghiulare, care se umplu cu pământ (fig. 405). Odată cu aceasta sub acțiunea împingerii pământului, elementele exterioare longitudinale sunt supuse la încovoiere și lucrează ca grinzi simplu rezemate la capete; grinzile de ancoraj, cu excepția celor dela capete, preiau numai eforturi de întindere. Dimensiunile secțiunilor transversale ale elementelor (deobicei dela 15×15 până la 25×25 cm) se determină în funcție de înălțimea zidului, de felul pământului și de mărimea sarcinii mobile de

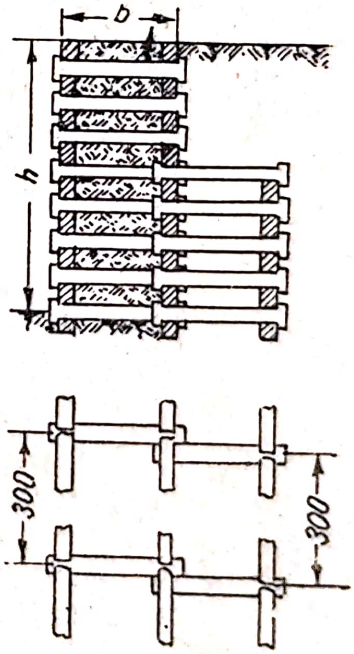


Fig. 405. Zid de sprijin prefabricat în formă de căsoaie

deasupra. Lungimea maximă a elementului este de 3 m; lungimea grinzilor longitudinale este condiționată, mai ales, de posibilitățile de transport, iar a celor transversale, de lățimea zidului rezultată din calcul.

Armarea elementelor trebue să fie simetrică, astfel ca ele să poată fi puse în operă, în orice poziție.

Spațiile exterioare formate între grinzile longitudinale rămân deschise dar, la nevoe, ele pot fi umplute cu blocuri de beton (cu goluri).

Aceste sisteme de ziduri de sprijin se aplică în diferite variante.

4. Calculul zidurilor de sprijin

Impingerea orizontală a pământului asupra suprafeței din spatele zidului se determină prin metodele cunoscute (analitice sau grafice).

In practică, se întâlnește cel mai adesea cazul unei umpluturi de pământ cu suprafața superioară orizontală și cu suprafața zidului din spate verticală. Pentru acest caz, împingerea orizontală a pământului pe 1 m din lungimea zidului se determină din formula cunoscută:

$$E = \frac{1}{2}\,\gamma H^2 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

în care: γ este greutatea specifică aparentă a pământului;

H — înălțimea zidului deasupra suprafeței plăcii de fundație;

φ — unghiul taluzului natural.

Punctul de aplicație al rezultantei este așezat la $^1/_3$ din înălțime, calculată dela fundație.

Valoarea împingerii pământului pe unitatea de suprafață a plăcii zidului este egală cu prima derivată a lui E în raport cu H adică:

$$\sigma_H = \gamma H \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Pentru un calcul aproximativ, luând $\varphi = 30°$ și $\operatorname{tg}^2 30° = \frac{1}{3}$, avem:

$$E = \frac{\gamma H^2}{6} \text{ și } \sigma_H = \frac{\gamma H}{3}.$$

Stabilind printr'una din metode împingerea orizontală a pământului, se trece la calculul construcției de beton armat a zidului, care se împarte — în funcție de diferitele destinații ale elementelor din care se compune zidul — în mai multe părți.

Ziduri de sprijin cu contraforți. La aceste ziduri, împingerea pământului se transmite dela placă asupra contraforților. Pereții din beton armat dintre contraforți se calculează în diferite moduri în funcție de metoda îmbinării lor cu contraforții: ca simplu rezemați, ca semiîncastrați sau, în sfârșit, ca plăci continue. Apoi, trebue să se determine prin calcul stabilitatea contraforților, la răsturnare și alunecare, presiunea pe teren sub marginea exterioară a fundației și rezistența contrafortului la nivelul fundației.

Zidurile de sprijin (în formă de cornier). Inițial, trebue fixate principalele dimensiuni ale zidului și anume: înălțimea zidului H, lățimea plăcii de fundație b și distanța dintre nervuri l, dacă acestea există. Apoi se trece la calculul plăcii de reazem, al peretelui vertical și al nervurilor (fig. 406).

Pentru calculul plăcii de reazem trebue determinate presiunile unitare pe teren, pe baza formulei cunoscute a compresiunii excentrice; dacă efortul maxim îl va depăși pe cel admisibil, este necesară prelungirea plăcii din față, a cărei mărime va depinde de mărimea presiunii admisibile pe teren. Pe teren nu trebue admise eforturi unitare de întindere.

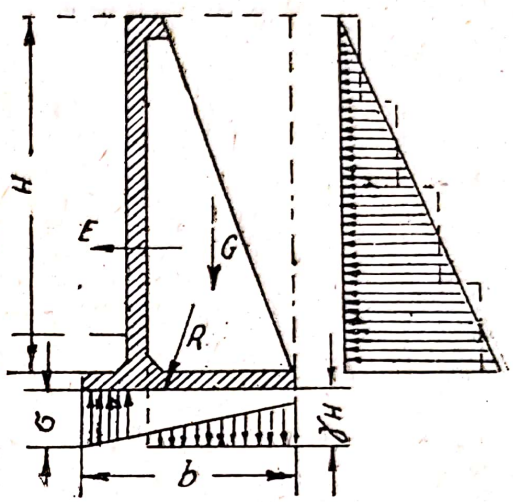


Fig. 406. Schema de calcul a zidului de sprijin

Construind diagrama presiunilor pe teren, care va fi de forma unui trapez sau a unui triunghi, se suprapune peste aceasta diagrama în formă de dreptunghi, rezultată din presiunea uniformă a pământului aflat deasupra părții dinapoi a plăcii de reazem. In acest fel, partea din față a plăcii va suferi o presiune îndreptată de jos în sus, iar cea dinapoi, o presiune îndreptată de sus în jos, care va tinde să rupă placa de nervură. Cu presiunea de jos în sus a terenului se determină momentul de încovoiere pentru partea din față a plăcii, ca pentru o consolă; apoi, se găsesc dimensiunile plăcii în secțiunea periculoasă, adică în planul de încastrare, precum și armătura necesară, care se așează la partea inferioară a plăcii. Momentele încovoietoare pentru placa de fundație dinapoia plăcii verticale se determină, în mod obișnuit, considerând-o ca o consolă, iar, în cazul când există nervuri, ca o grindă continuă sau ca o placă fixată între nervuri.

Pentru a calcula peretele vertical, acesta se împarte într'o serie de fâșii orizontale având de exemplu înălțimea de 1 m. Fiecare fâșie este considerată ca o placă încărcată cu o sarcină uniform distribuită, care corespunde presiunii medii a pământului la nivelul considerat. Calculul se face ca pentru o placă continuă sau semiîncastrată ($M = \pm \frac{1}{16} ql^2$ — în câmp și la reazem).

Grosimea peretelui în fiecare zonă, precum și secțiunea corespunzătoare a barelor de rezistență orizontale se determină prin metodele obișnuite. Diametrul barelor poate fi lăsat același, modificându-se, fie numai distanța dintre ele, fie și diametrul barelor și distanța.

Peretele vertical și placa de reazem pot fi calculate mai exact, ca plăci încastrate pe trei laturi, folosindu-se tabelele lui Smotrov (v. § 76, punctul 3, *b*).

Nervura se calculează ca o grindă cu secțiunea T încastrată la un capăt. Grosimea nervurii se ia constantă pe toată înălțimea ei și se poate lua egală cu grosimea medie a peretelui din față; dacă nu este posibil să se așeze numărul necesar de baze, se mărește grosimea nervurii în mod corespunzător.

Când se determină secțiunea barelor principale de rezistență din armătura nervurii, se ia înălțimea ei în funcție de împărțirea în zone. Momentul de încovoiere rezultă din diagrama împingerii pământului în secțiunea orizontală considerată. Pentru simplificare, secțiunea transversală a armăturii se ia normală pe direcția barelor, ceeace contribue la mărirea coeficientului de rezistență.

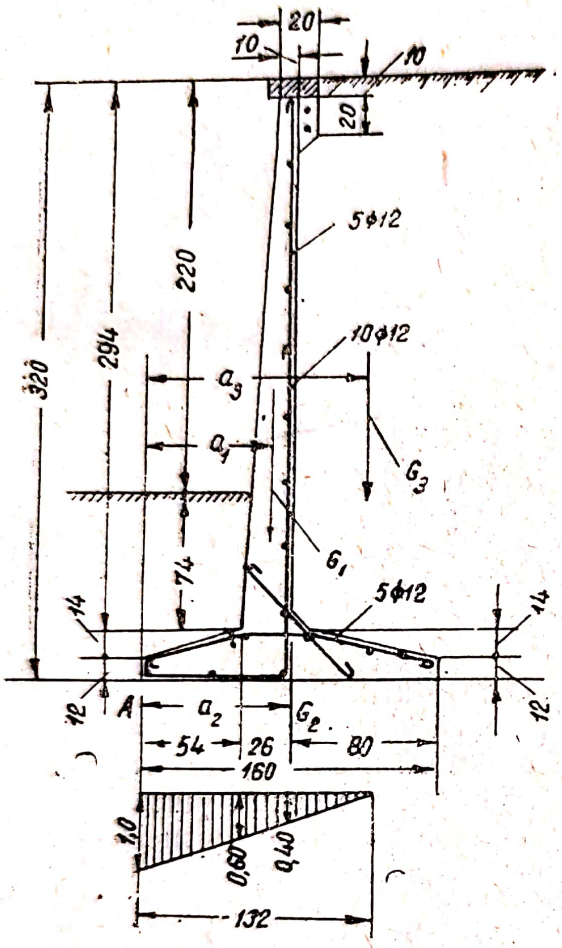


Fig. 407.

Barele orizontale care leagă nervura de peretele din față se calculează la smulgerea acestuia sub acțiunea împingerii orizontale a pământului, precum și la eforturile principale de întindere. Deobicei, după primul calcul, secțiunea armăturii se obține mai mare. Distanța dintre barele orizontale se micșorează spre partea de jos; barele se așează, însă, în limitele fiecărei zone, la distanțe egale. Deasemenea barele verticale se calculează la smulgere sub influența presiunii de sus în jos a pământului, în partea dinapoi a plăcii de fundație. Barele verticale se așează la distanțe egale, pe două rânduri, la suprafața nervurilor, capetele barelor trebuind să fie încastrate solid, prin ciocuri, de armătura plăcii de reazem.

Zidurile de sprijin prefabricate (căsoaie). Calculul zidurilor de sprijin de beton armat prefabricat, care se prezintă în formă de căsoaie, constă în determinarea lățimii necesare a zidului și a secțiunilor elementelor longitudinale și transversale[1]).

Exemplul 39. Să se calculeze un zid de sprijin din beton armat, fără nervuri, cu înălțimea $H = 2{,}94$ m care susține o umplutură cu o suprafață superioară orizontală: încărcarea mobilă a suprafeței $p = 600$ kg/m²; placa de fundație are lățimea $b = 1{,}60$ m și este scoasă în consolă, în față, cu 0,54 m; adâncimea plăcii de fundație este de 1,0 m. Greutatea specifică aparentă a pământului $\gamma = 1650$ kg/m³; unghiul taluzului natural $\varphi = 30^0$ (fig. 407).

a) *Determinarea împingerii pământului.* Se adoptă o ipoteză de calcul acoperitoare adică se neglijează frecarea dintre zid și pământul din spatele lui.

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + p \cdot H \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) =$$

$$= \frac{1}{2} 1650 \cdot 2{,}94^2 \operatorname{tg}^2 30^\circ + 600 \times 2{,}94 \operatorname{tg}^2 30^\circ =$$

$$= 2\,400 + 590 = 2\,990 \text{ kg/m}.$$

[1]) Pentru calculul unor astfel de ziduri v. „Proiect și standard", Nr. 6/1934.

Impingerea orizontală a umpluturii se repartizează după un triunghi cu centrul de greutate la distanța H/3 dela fundație; presiunea din sarcina mobilă uniform distribuită se repartizează după un dreptunghi, cu centrul de greutate la distanța $H/2$ dela fundație.

b) *Calculul peretelui vertical.* Peretele se consideră încastrat în placa de fundație. Momentul de încastrare:

$$M = 2400 \frac{2,94}{3} + 590 \frac{2,94}{2} = 3220 \text{ kgm.}$$

Pentru un beton de marcă 110, armătura StO și $\mu = 0,005$

$$h_0 = r \sqrt{\frac{kM}{b}} = 0,292 \sqrt{\frac{1,8 \cdot 322\,000}{100}} = 22,1 \text{ cm;}$$

$$h = 22,1 + 3,9 = 26 \text{ cm;}$$

$$F_a = 0,005 \cdot 22,1 \cdot 100 = 11,05 \text{ cm}^2$$

Se ia $10 \varnothing 12$ ($F_a = 11,31$ cm²).

Intensitatea presiunii din umplutură la înălțimea $H/2$:

$$g = \frac{2400 \cdot 2}{H \cdot 2} = \frac{2\,400}{2,94} = 820 \text{ kg/m}^2.$$

cea din sarcina mobilă

$$p = \frac{590}{2,94} \approx 200 \text{ kg/m}^2.$$

Momentul la înălțimea H/2:

$$M = \frac{820 \cdot 2,94}{2} \cdot \frac{2,94}{2 \cdot 3} + 200 \frac{2,94}{2} \cdot \frac{2,94}{2 \cdot 2} = 805 \text{ kgm.}$$

Luând grosimea zidului la partea superioară egală cu 10 cm, se obține grosimea zidului la mijlocul înălțimii:

$$h = \frac{26 + 10}{2} = 18 \text{ cm.}$$

Înălțimea utilă $h_0 = 18 - 4,0 = 14,0$ cm.

Secțiunea armăturii:

$$F_a = \frac{80\ 500 \cdot 1,8}{0,9 \cdot 14,0 \cdot 2500} = 4,60 \text{ cm}^2.$$

Se ia: $5 \varnothing 12$ ($F_a = 5,65$ cm²).

c) *Determinarea presiunilor pe teren.* Se găsesc sarcinile verticale pe 1 m de lungime a peretului și distanța dela punctul A (fig. 407).

Greutatea proprie a peretelui vertical:

$$G_1 = 2,94 \frac{0,26 + 0,10}{2} 2500 = 1\,320 \text{ kg/m;} \quad a_1 = 0,67 \text{ m.}$$

Greutatea plăcii de fundație:

$$G_2 = 1,60 \cdot 0,20 \cdot 2500 = 800 \text{ kg/m;} \quad a_2 = 0,80 \text{ m.}$$

Scanned with OKEN Scanner

Greutatea pământului și a sarcinii mobile:

$$G_3 = 0{,}80 \cdot 3{,}05 \cdot 1\,650 + 0{,}80 \cdot 600 = 4500 \text{ kg/m}; \quad a_3 = 1{,}20 \text{ m}.$$

Greutatea totală:

$$G = 1\,320 + 800 + 4\,500 = 6\,620 \text{ kg/m}.$$

Momentul de stabilitate:

$$M_s = 1\,320 \cdot 0{,}67 + 800 \cdot 0{,}80 + 4\,500 \cdot 1{,}20 = 6900 \text{ kgm}.$$

Momentul de răsturnare:

$$M_r = 2\,400\left(\frac{2{,}94}{3} + 0{,}26\right) + 590\left(\frac{2{,}94}{2} + 0{,}26\right) = 4000 \text{ kgm}.$$

Punctul de aplicație al rezultantei forțelor verticale se găsește la o distanță dela punctul A de:

$$a = \frac{6900 - 4000}{6620} = 0{,}44 \text{ m}.$$

Presiunea unitară maximă pe teren (la muchia A):

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot 6620}{3 \cdot 44 \cdot 100} = 1{,}0 \text{ kg/cm}^2.$$

d) *Calculul plăcii de fundație.* Partea din față a plăcii. Presiunea unitară pe teren, la marginea din față a zidului vertical:

$$\sigma = \frac{1{,}0 \ (1{,}32 - 0{,}54)}{1{,}32} = 0{,}60 \text{ kg/cm}^2.$$

Reacțiunii terenului i se opune greutatea proprie a plăcii, însă din cauză că este foarte neînsemnată, aceasta este neglijată; deasemenea, nu se ia în considerare sarcina dată de umplutură din față zidului, deoarece aceasta poate fi îndepărtată în cursul exploatării.

Momentul încovoietor:

$$M = \frac{0{,}60 \cdot 54^2}{2} + \frac{0{,}40 \cdot 54}{2} \cdot \frac{54 \cdot 2}{3} = 1265 \text{ kgm}.$$

Pentru $h_0 = 26 - 4 = 22$ cm, $A = \frac{kM}{bh_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 126\,500}{100 \cdot 22^2} = 4{,}71$

$$\mu = 0{,}002; \quad F_a = 0{,}002 \cdot 22 \cdot 100 = 4{,}4 \text{ cm}^2.$$

Este suficient să luăm 4 ∅ 12, însă din condiții constructive vor exista în secțiunea considerată 10 ∅ 12, din cauză că, pentru o suficientă încastrare a barelor din peretele vertical, acestea se continuă până în partea din față a plăcii de fundație.

Partea din spate a plăcii. Presiunea unitară pe teren la marginea dinapoi a peretelui vertical este:

$$\sigma = \frac{1{,}0 \ (1{,}32 - 0{,}80)}{1{,}32} = 0{,}40 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M = 4500 \cdot 0{,}40 - \frac{0{,}40 \cdot 52}{2} \cdot \frac{52}{3} = 1620 \text{ kgm}.$$

Scanned with OKEN Scanner

Pentru $h = 26$ cm și $h_0 = 26 - 4{,}0 = 22$ cm.

$$A = \frac{1{,}8 \cdot 162\,000}{100 \cdot 22^2} = 6{,}03; \quad \mu = 0{,}0025;$$

$$F_a = 0{,}0025 \cdot 22 \cdot 100 = 5{,}5 \text{ cm}^2.$$

Deoarece suprafața superioară a plăcii este înclinată, secțiunea obținută trebue împărțită cu cos α:

$$\operatorname{ctg} \alpha = \frac{0{,}80}{0{,}14} = 5{,}70; \alpha = 9^0\,57'; \cos \alpha = 0{,}985;$$

$$F_a = \frac{5{,}5}{0{,}985} = 5{,}58 \text{ cm}^2.$$

Se ia: $5 \varnothing 12$ ($F_a = 5{,}65$ cm^2).

e) *Verificarea stabilității zidului.* Momentul de răsturnare $M_r = 4000$ kgm; momentul de stabilitate este $M_s = 6900$ kgm

Coeficientul de siguranță la răsturnare este:

$$k_r = \frac{M_s}{M_r} = \frac{6900}{4000} = 1{,}72 > 1{,}3.$$

Presiunea orizontală dată de umplutură și de sarcina mobilă, considerând înălțimea zidului până la talpa fundației, este:

$$E_1 = \frac{1}{2}\, 1650 \cdot 3{,}20^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^0 - \frac{30^0}{2}\right) + 600 \cdot 3{,}20 \operatorname{tg}^2 \left(45^0 - \frac{30^0}{2}\right) =$$

$$= 2\,800 + 640 = 3\,440 \text{ kg/m}.$$

Suma forțelor verticale $G = 6\,620$ kg/m.

Coeficientul de siguranță la alunecare, pentru un coeficient de frecare $f = 0{,}7$ este:

$$k_a = \frac{Gf}{E_1} = \frac{6620 \cdot 0{,}7}{3440} = 1{,}35 > 1{,}3.$$

§. 76. REZERVOARE ȘI CASTELE DE APĂ

1. Noțiuni generale

Una dintre primele întrebuințări ale betonului armat a fost la construirea diverselor tipuri de rezervoare. In prezent, betonul armat are o foarte largă întrebuințare în acest domeniu. Rezervoarele de beton armat sunt folosite la lucrările de alimentare cu apă având o capacitate de zeci de mii de metri cubi, la lucrările de canalizare, la băile publice (bazine de înnot), la fabrici și uzine pentru diferite scopuri tehnice etc. Ele sunt folosite nu numai pentru păstrarea apei, ci și pentru alte lichide, de exemplu pentru vin, alcool, oțet de vin, produse petroliere, gudroane, acizi diluați etc. Chiar pentru lichidele care au o acțiune dăunătoare asupra betonului, se construesc de multe ori, rezervoare de beton armat, prevăzându-se însă, un strat de protecție din sticlă, porțelan etc. la partea interioară a peretelui. In ultimii ani,

rezervoarele de beton armat cu armătură preîntinsă s'au întrebuințat și pentru păstrarea produselor combustibile ușoare (benzină, ligroină, gazolină), întrebuințându-se izolații speciale la suprafețele interioare.

In comparație cu rezervoarele metalice, de beton simplu sau din zidărie, rezervoarele de beton armat prezintă avantaje esențiale în ceeace privește simplitatea de execuție și costul lor.

La executarea rezervoarelor, se acordă o deosebită atenție pentru asigurarea impermeabilității necesare.

Cel mai bun mijloc pentru obținerea acestui rezultat este întrebuințarea unui beton cât se poate de compact și aplicarea peste acesta, prin torcretare, a unui mortar de ciment în 2 straturi (2 cm) sau a unei tencueli de ciment cu o compoziție de 1 : 2.

Deasemenea se mai folosesc și cerezitul și vopsirea suprafeței betonului cu diferite compoziții, ca: sticla solubilă, fluoro-silicați etc. Dacă se depozitează lichide agresive, se întrebuințează o căptușeală executată din plăci de ceramică, sticlă sau piatră naturală, umplându-se rosturile cu materiale rezistente la acțiunea lichidului respectiv și, în același timp, fără o acțiune dăunătoare pentru lichidul păstrat. Pentru a se preîntâmpina scurgerea benzinei s'au găsit metode speciale ca: ungerea sau aplicarea unor foi.

Principalele condiții pentru obținerea unei impermeabilități durabile la apă a rezervoarelor sunt: alcătuirea lor corectă și existența unui teren de fundație suficient de sigur.

La rezervoarele subterane trebue să se izoleze pereții și planșeele de umplutura de pământ, cu asfalt, ruberoid sau cu carton gudronat; dacă nivelul pânzei freatice este ridicat, este necesară o izolație exterioară foarte bine executată a fundului și a pereților.

In unele cazuri, este bine să se execute un drenaj.

In general, rezervorul trebue așezat în așa fel, încât cel mai ridicat nivel al pânzei freatice să se găsească mai jos decât talpa fundului. In toate cazurile, este necesară evacuarea apelor de suprafață.

Pentru ca rezervoarele care se acoperă cu pământ să fie protejate împotriva variațiilor de temperatură, trebue să fie acoperite cu un strat de pământ cu grosimea de cel puțin 0,7 m. Pentru ca rezervoarele aflate în exterior să se poată dilata liber, ele trebue prevăzute, în funcție de împrejurări, cu rosturi de dilatație, cu reazeme mobile etc.

După forma lor, rezervoarele de beton armat se pot grupa în rezervoare rotunde (cilindrice) și în rezervoare dreptunghiulare (poligonale). Rezervoarele pot fi: închise și deschise; iar după amplasarea lor: subterane, așezate la suprafața solului și instalate pe turnuri sau la etajele superioare ale clădirilor.

2. Rezervoare rotunde

a) *Alcătuirea rezervoarelor*

Intrucât suportă în primul rând eforturi axiale de întindere, peretele cilindric al rezervoarelor poate avea o grosime redusă; practic, grosimea peretelui la partea superioară se ia deobicei, de cel puțin 8—10 cm.

Pereții rezervoarelor mici se execută, adesea de aceeași grosime pe toată înălțimea. La rezervoarele mari, peretele are, deobicei, o secțiune trapezoi-

dală, care se lărgește spre partea inferioară; pentru o exploatare convenabilă, suprafața interioară a pereților se face verticală. Dacă apa din rezervor ar putea fi supusă la îngheț, este indicat să se dea pereților o pantă de $^1/_{15}$—$^1/_{20}$ spre interior pentru a-i proteja de acțiunea distrugătoare a stratului de ghiață.

Armătura pereților este alcătuită din bare orizontale, care formează inele închise sau dintr'o spirală continuă, montată mai adesea, pe două rânduri,

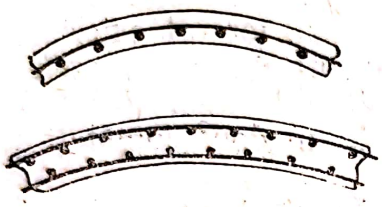


Fig. 408. Armarea peretelui rezervorului cu armătură simplă și dublă

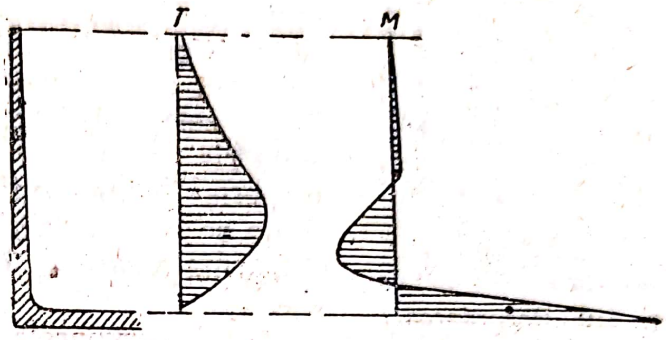


Fig. 409. Diagrama eforturilor în peretele rezervorului

și din bare verticale (fig. 408). La înnădirea armăturii inelare prin suprapunere, trebue să se execute ciocuri; înnădirile se execută decalate, luându-se lungimea suprapunerii, la înnădirile din bare netede, de 40 *d*.

Barele orizontale preiau eforturile inelare. Aceste eforturi se măresc spre partea inferioară a rezervorului (fig. 409); începând, însă, dela aproximativ $^2/_3$ din înălțime (socotind dela partea superioară), eforturile inelare datorite îmbinării rigide a peretelui, cu fundul rezervorului, încetează să crească și se micșorează, treptat, spre partea inferioară.

In legătură cu aceasta, secțiunea armăturii inelare (pe unitatea de înălțime), calculată pe baza efortului maxim, se ia deobicei, constantă la partea inferioară a peretelui, iar la partea superioară, se reduce în funcție de reducerea eforturilor inelare.

Barele verticale nu sunt numai bare de montaj — destinate să susțină inelele în timpul betonării, ci servesc și la preluarea momentelor încovoietoare, care acționează în planurile verticale. Deobicei aceste bare se iau cu un diametru ceva mai mic decât barele inelare și se așează la distanțe de 10—20 cm.

Barele verticale se pot așeza atât la partea exterioară a armăturii inelare cât și la cea interioară. In cazul unei armături continue în spirală, așezarea barelor verticale în interiorul armăturii inelare este practic mai convenabilă. Deobicei, numai o parte (jumătate) din barele verticale se așează pe toată înălțimea rezervorului, dela fund până la partea superioară a peretelui; restul barelor, alternând cu primele, se opresc mai jos decât mijlocul înălțimii.

Rezervoarele mari se armează dublu (simetric) pe toată înălțimea sau numai la partea inferioară pe o înălțime variind între $^1/_3$ *h* și $^1/_2$ *h*, acolo unde peretele are o grosime destul de mare (15 cm și mai mult). Deasе-

menea armarea dublă este utilă și pentru a preveni apariția fisurilor superficiale datorite contracției betonului.

O deosebită atenție trebue să se dea racordării peretelui cu fundul rezervorului și cu acoperișul lui, dacă acesta există, executându-se vute și montându-se bare suplimentare pentru a rezista la eforturile de întindere (fig. 410).

Adesea, rezervoarele mari se execută duble, formate din două camere, care pot fi așezate alăturat (fig. 411, *a*) sau concentric, una în interiorul celeilalte (fig. 411, *b*). In figura 411, *a* este reprezentat un rezervor cu o capacitate redusă (250 m³) — emisferic, și unul mare (1000 m³) — cilindric, prevăzut cu un acoperiș drept cu nervuri.

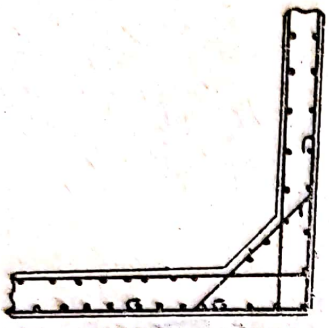


Fig. 410. Racordarea peretelui cu fundul

Rezervorul interior din figura 411, *b* are un acoperiș în formă de cupolă, iar cel exterior, un acoperiș inelar boltit. Uneori, la rezervoarele rotunde se execută un simplu zid despărțitor din beton armat, care le împarte în două jumătăți (fig. 411, *c*).

La rezervoarele cu diametrul mare, stâlpii intermediari sunt așezați rareori în cercuri concentrice; cele mai adesea ei sunt așezați pe două direcții perpendiculare între ele (fig. 411, *a*) după o rețea cu ochiuri pătrate sau dreptunghiulare, cu latura de 4—4,5 m. Secțiunea stâlpilor se execută pătrată, de cel puțin 25×25 cm.

Acoperișurile rezervoarelor rotunde pot fi drepte, cu grinzi (fig. 411, *a*) sau fără grinzi, (planșee ciuperci) (fig. 412). Pentru rezervoarele cu diametrul până la 15 m, se folosesc acoperișuri în cupolă (fig. 413), fără stâlpi intermediari.

In figura 412 sunt reprezentate planul și secțiunea unui rezervor mare, subteran, cu capacitatea de 6000 m³ cu acoperiș superior și cu fundul alcătuit din plăci fără grinzi, legate rigid cu stâlpii.

Acoperișurile rezervoarelor cu sau fără grinzi se proiectează astfel cum s'a arătat în capitolul VI.

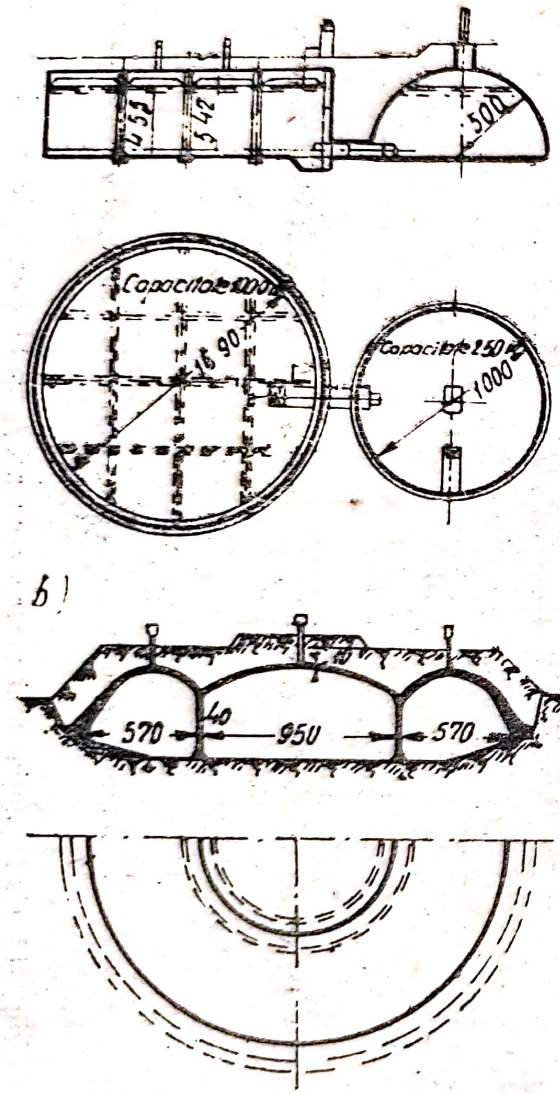
La rezervoarele aflate deasupra pământului, se dă acoperișului o pantă de $^1/_{25}$, în 4 direcții. La rezervoarele subterane, acoperișurile se execută, deobicei, drepte, iar panta necesară ($^1/_{100}$) se realizează prin executarea unui strat de beton slab.

Pentru rezervoarele subterane grosimea plăcii unui acoperiș cu grinzi trebue să fie de cel puțin 9 cm, iar cea a unui acoperiș fără grinzi, de cel puțin 15 cm; grosimea acoperișului în forma de cupolă se ia de cel puțin 8 cm.

Armătura acoperișului în formă de cupolă constă din bare inelare și din bare radiale (fig. 413): la partea din mijloc, aceasta se prezintă în forma unei plase simple, formată din bare cu diametrul de 8 mm, așezate la 15—20 cm, iar la margine pe o lățime de $^1/_3$—$^1/_4$ din rază — în forma unei plase duble.

Radierul care formează fundul rezervoarelor așezate pe pământ sau îngropate în pământ se execută, în majoritatea cazurilor, drept. Dacă rezervorul nu ajunge la nivelul pânzei freatice, grosimea fundului se ia de cel puțin 8 cm.

Scanned with OKEN Scanner



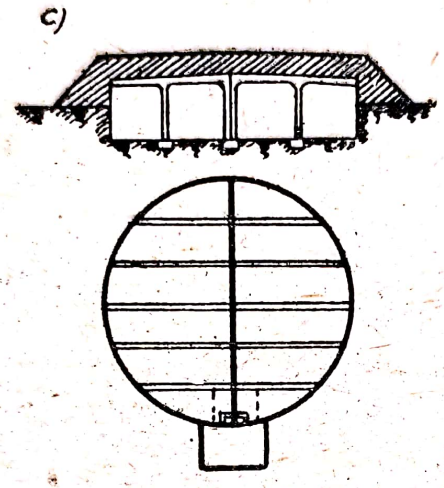


Fig. 411. Rezervoare duble:
a — compartimentele așezate alăturat; b — compartimentele așezate concentric; c — rezervor rotund, cu perete despărțitor.

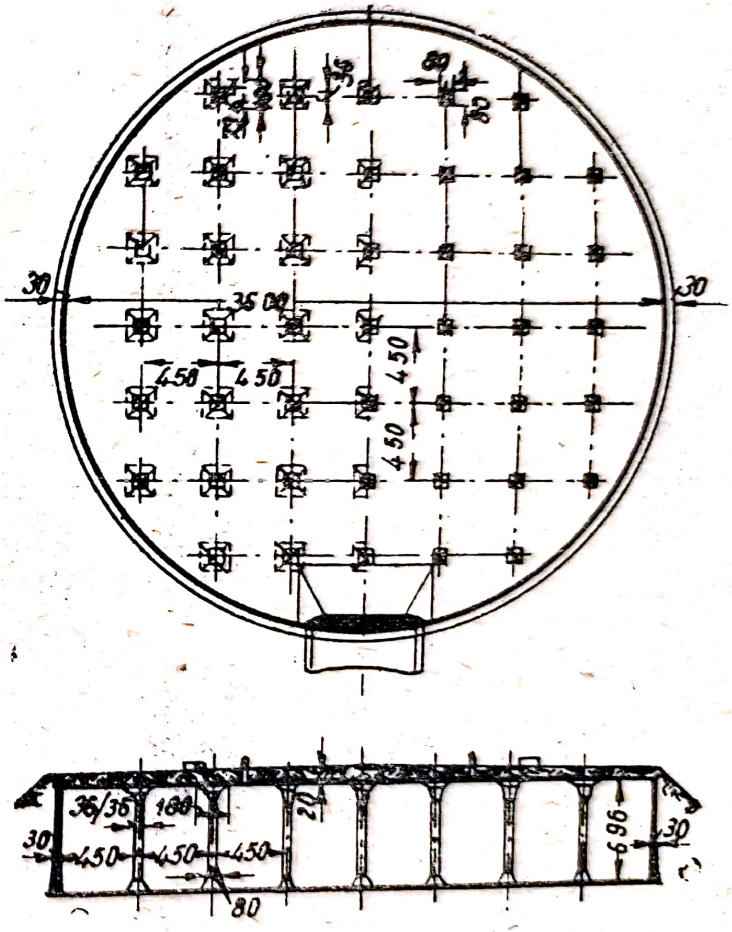


Fig. 412. Rezervoare rotunde, prevăzute cu un acoperiș și fund fără grinzi

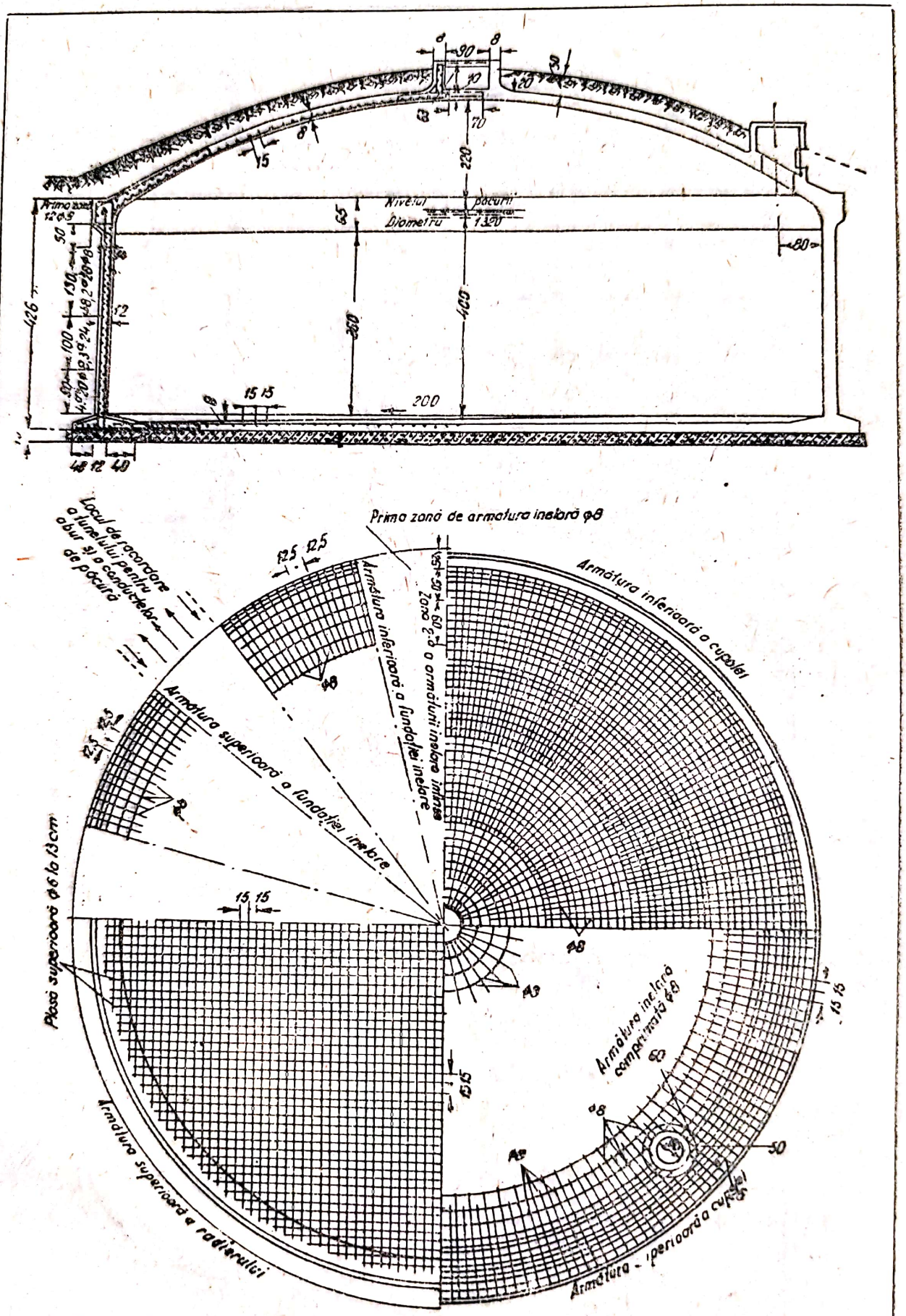


Fig. 413. Construcţia unui rezervor cu acoperiş în formă de cupolă

Dacă fundul este supus unei presiuni hidrostatice, care acționează de jos în sus, acesta se execută, uneori, în formă de bolți sau cupole răsturnate, întărite dealungul liniei stâlpilor.

Deobicei se dă suprafeței superioare a fundului o pantă de circa $^1/_{100}$ spre partea puțului de colectare.

Fundațiile de sub stâlpi se execută, la același nivel cu talpa fundului, în formă de capiteluri ale unui planșeu-ciupercă (fără grinzi), întors (fig. 412). Dacă nivelul pânzei freatice este mai coborît, fundațiile pot fi așezate mai jos decât fundul; aceasta nu prezintă suficientă siguranță în ce privește formarea fisurilor, dar rezervorul este, în acest fel, mai puțin costisitor.

b) *Calculul rezervoarelor rotunde*

Principala caracteristică a calculului rezervoarelor rotunde de beton armat constă în faptul că, la dimensionarea secțiunilor, în afară de calculul obișnuit, este necesară verificarea coeficientului de siguranță la fisurare, adică în calcul trebue să se aibă în vedere că betonul lucrează la întindere (§ 30).

Numai în cazul când rezervoarele au dimensiuni reduse se admite un calcul aproximativ, neglijându-se încastrarea pereților în fundul rezervorului. In acest caz, secțiunea armăturii întinse se determină pe baza eforturilor inelare static determinate.

După cum se știe, presiunea hidrostatică a apei, pe unitatea de suprafață, la o adâncime y dela suprafața ei este

$$p = \gamma y,$$

în care γ este greutatea unității de volum de apă 1 t/m³.

Diagrama presiunii hidrostatice este triunghiulară.

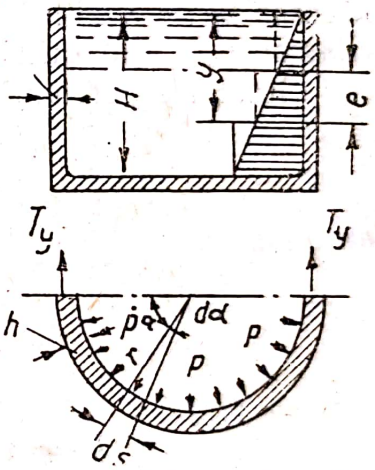


Fig. 414. Schema de calcul a rezervorului

Separând prin două secțiuni orizontale, un inel elementar cu înălțimea de 1 cm, la o adâncime y dela nivelul apei și tăind acest inel printr'o secțiune diametrală (fig. 414), este necesar ca, pentru menținerea echilibrului, să se aplice în fiecare secțiune a peretelui o forță interioară T_y. Această forță poate fi determinată în felul următor:

Presiunea hidrostatică exercitată asupra suprafeței elementare ds, corespunzătoare unghiului dα, este egală cu $pds = pr\,d\alpha$.

Componenta acestei forțe, normală pe diametrul rezervorului, va fi:

$$pr\,d\alpha \sin \alpha$$

Condiția de echilibru dintre forța T_y și presiunea hidrostatică poate fi exprimată prin ecuația:

$$T_y = \int_0^{\frac{\pi}{2}} pr \sin \alpha \, d\alpha = pr \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sin \alpha \, d\alpha = pr.$$

In acest fel, efortul inelar de întindere la adâncimea y este:

$$T_y = pr = \gamma yr \tag{470}$$

Aceste eforturi inelare de întindere trebue să fie preluate de armătură. Pentru calculul armăturii, se împarte, deobicei, toată înălțimea peretelui rezervorului în fâșii separate (inele), cu o înălțime egală cu unitatea (de exemplu: 1 m), înafară de cea mai de sus, care poate fi mai mică sau puțin mai mare decât 1 m. Pentru simplificare și în mod acoperitor în fiecare zonă, secțiunea armăturii se determină pentru presiunea maximă, astfel încât diagrama triunghiulară a presiunii hidrostatice se înlocuește cu una în trepte.

Secțiunea necesară a armăturii, pentru un inel cu înălțimea $e = 1$ m, la o adâncime y, este:

$$F_a = \frac{T_y k}{\sigma_c} = \frac{k \gamma yr}{\sigma_c}. \tag{471}$$

Pe 1 m din înălțimea rezervorului se montează cel puțin 5 inele de armătură, adică distanța dintre ele nu trebue să fie mai mare decât 20 cm. Dacă în centurile superioare această distanță este mai mare de 20 cm, este necesar să se modifice diametrul ales al barelor, luându-se unul mai mic. Diametrul barelor armăturii inelare se ia între 6 și 16 mm.

Grosimea peretelui h_y *se* calculează cu formula de bază (207)[1]:

$$T_y = \frac{F_b R_t + 200\ F_a}{k_f},$$

de unde:

$$F_b = 1 \cdot h_y = \frac{T_y k_f - 200\ F_a}{R_t};$$

$$h_y = T_y \frac{k_f - 200 \frac{T_y k}{\sigma_c} \frac{1}{T_y}}{R_t} = \gamma\, y\, r \frac{k_f - k \frac{200}{\sigma_c}}{R_t} \tag{472}$$

Pentru $k = 1{,}8$, $k_f = 1{,}30$ și $\sigma_c = 2\,500$ kg/cm²

$$h_y = 1{,}15 \frac{\gamma y\, r}{R_t}. \tag{473}$$

Din această formulă, rezultă că grosimea peretelui crește proporțional cu raza rezervorului și adâncimea y și va fi maximă la fundul rezervorului, atunci când $y = H$.

In cazul unei armături duble simetrice a pereților rezervorului, calculul nu diferă de cel expus; este necesar numai ca F_a să se considere secțiune totală a armăturii duble. Intrucât peretele rezervorului cilindric este, în realitate, fixat de fundul rezervorului, el mai este supus, înafară de întinderea dealungul circumferinței și la încovoiere după generatoare.

La calculul rezervoarelor mari, trebue calculată nu numai armătura inelară, ci și cea verticală. Principiul calculului este cel reprezentat mai jos.

[1]) Vezi § 30.

BIBLIOTECA ... REGIONALĂ ... 1217

Se presupune, că din peretele rezervorului asupra căruia acționează o presiune hidrostatică, sub forma unei sarcini neuniforme continue, repartizată după un triunghi — se separă o fâșie verticală cu lățimea egală cu unitatea. O astfel de fâșie va fi considerată ca o grindă încastrată la partea inferioară în fundul rezervorului, iar cu capătul superior liber. Dealungul ei, această fâșie este susținută de forțele elastice interioare, proporționale cu săgeata; cu alte cuvinte, fâșia poate fi studiată ca o grindă rezemată pe toată lungimea ei, pe o bară elastică. Găsind pentru ea ecuația liniei elastice (axei deformate N. R.) este ușor de stabilit și momentul, pe baza formulei generale:

$$M = EI \frac{d^2y}{dx^2},$$

substituind în aceasta, valoarea celei de a doua derivate a lui y. Pe baza momentului încovoietor se poate determina secțiunea necesară a armăturii verticale.

De problema repartizării eforturilor, în peretele rezervoarelor cilindrice, s'au ocupat mulți cercetători.

Cea mai științifică metodă de calcul al unor astfel de rezervoare și, practic, cea mai aplicabilă, a fost elaborată de profesorul P. L. Pasternac.

Fără a expune, aici, amănunțit această metodă[1]) se vor da numai câteva ecuații și formule finale, pentru calculul rezervoarelor rotunde, deschise, cu grosimea peretelui variabilă.

După această metodă, calculul peretelui unui rezervor rotund se face la fel ca și calculul unui sistem static nedeterminat oarecare, după metodă forțelor; adică, pentru determinarea momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare (pentru locul de îmbinare a peretelui cu fundul) se scriu două ecuații liniare de elasticitate:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11}\ G_1 + \delta_{12}\ H_1 &= \delta_{1g}; \\ \delta_{21}\ G_1 + \delta_{22}\ H_1 &= \delta_{2g}. \end{aligned}\right\} \qquad (474)$$

Coeficientul ecuațiilor (deformațiile plastice) din acțiunea eforturilor $G_1 = 1$ și $H_1 = 1$ se exprimă prin formulele:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{1}{1 - 1{,}25\frac{s_1}{l_1}}\, s_1; \\ \delta_{12} = \delta_{21} &= \frac{1}{1 - 1{,}25\frac{s_1}{l_1}} \cdot \frac{s_1^2}{2} \\ \delta_{22} &= \frac{1 - 0{,}25\frac{s_1}{l_1}}{1 - 1{,}25\frac{s_1}{l_1}} \cdot \frac{s_1^3}{2} \end{aligned}\right\} \qquad (475)$$

---

[1]) *B. A. Sebuev:* Rezervoare, buncăre și silozuri de beton armat, ONTI, 1935.

Termenii de încărcare din acțiunea sarcinilor care variază liniar sunt:

$$\left.\begin{aligned}\delta_{1g} &= \frac{s_1^4}{4l}\left(g_1\frac{h_2}{h_1}-g_2\right)\\ \delta_{2g} &= \frac{s_1^4}{4}g_1\cdot\end{aligned}\right\} \qquad (476)$$

Toate formule sunt deduse pentru încastrarea rigidă a peretului. Deformațiile elastice sunt majorate de EI ori

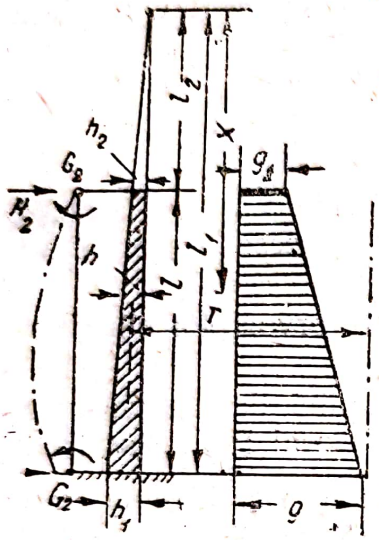


Fig. 415. Schema de calcul a peretelui rezervorului

In ecuație, s'au adoptat următoarele notații (fig. 415):

r — raza corespunzătoare liniei mediane a peretelui;
h — grosimea variabilă a peretelui;
h_1 și h_2 — valorile limită ale grosimii;
T_2 — efortul inelar;
T_{20} — valoarea static determinată a acestuia;
H — forța tăietoare;
H_1 și H_2 — valorile limită ale acesteia;
M — momentul încovoietor, care acționează în planul secțiunii meridianului;
G_1 și G_2 — valorile limită ale acestuia;
g — sarcina orizontală;
g_1 și g_2 — valorile sale limită;
s_1 — caracteristica rigidității inferioare a peretului:

$$s_1 = \sqrt[4]{\frac{h_1^2 r^2}{3}} = 0{,}76\sqrt{h_1 r}. \qquad (477)$$

In cazul unui perete cu grosimea constantă, adică pentru $h_1 = h_2$ și $l_1 = \infty$ avem

$$\delta_{11} = s;\ \delta_{12} = \delta_{21} = \frac{s^2}{2};\ \delta_{22} = \frac{s^3}{2};$$

$$\delta_{1g} = \frac{s^4}{4l}(g_1 - g_2);\ \delta_{2g} = \frac{g_1 s^4}{4};\ s = 0{,}76\sqrt{hr}.$$

$$\left.\begin{aligned} sG_1 + \frac{s^2}{2}H_1 &= \frac{s^4}{4l}(g_1 - g_2);\\ \frac{s^2}{2}G_1 + \frac{s^3}{2}H_1 &= \frac{g_1 s^4}{4}\cdot\end{aligned}\right\} \qquad (478)$$

Din compararea coeficienților de influență și a deformațiilor elastice, reiese că coeficienții pentru rezervoarele cu o grosime a peretelui variabilă se obțin înmulțind coeficienții pentru peretele cu grosime constantă, cu anumiți coeficienți de corecție.

Dacă grosimea peretelui este constantă, trebue ca la marginea inferioară să se obțină deplasări și unghiuri de rotație mai mari, iar la cea superioară, mai mici decât în cazul unei grosimi variabile a peretelui.

Valorile momentelor încovoietoare și ale eforturilor inelare, care variază dealungul înălțimii peretelui, se determină din următoarele ecuații:

$$M = G\,\eta_1 + (G_1 + s_1 H_1)\,\eta_3 \qquad (479)$$

$$T_2 = T_{20} + \frac{2r}{s_1^2}\left[G_1\,\eta_2 - (G_1 + s_1 H_1)\,\eta_1\right]. \qquad (480)$$

Din formula (480), mărimea T_2 pentru capătul liber nu se obține egală cu zero, pentrucă această formulă este riguros valabilă numai în cazul când grosimea peretului este constantă. Mai exact, eforturile inelare se determină din formula:

$$T_2 = T_{20} + \frac{4\,r}{s_1^4}\,[\,G_1\delta_{12}\,\eta_2 - (G_1\delta_{12} + H_1\,\delta_{22})\,\eta_1] \qquad (481)$$

Aici: $T_{20} = gr$ — efortul inelar static determinat;
η_1 și η_2 — coeficienți care se iau din tabela (vezi anexa VI) în funcție de mărimea $\varphi = \frac{x}{s_1}$, x fiind distanța dela partea de jos a rezervorului.

Această metodă de calcul rămâne valabilă și în cazul unei încastrări elastice a peretelui, în radierul rezervorului.

Calculul rezervoarelor cu acoperișul în formă de cupolă. Avantajele metodei lui Pasternac sunt foarte mari, în deosebi în calculul pereților de rezervoare rotunde, care au acoperișul sau radierul în formă de cupolă, legat de perete printr'un inel de reazem. In acest caz — efectuând calculul în ipoteza că peretele și acoperișul în formă de cupolă lucrează împreună (după metoda deformațiilor) — se pot determina momentele și eforturile inelare produse în perete și în cupolă, în apropierea locului de îmbinare a lor.

In calculul pereților — în ipoteza când peretele și acoperișul în formă de cupolă nu lucrează împreună — valoarea momentelor și a eforturilor inelare se obține egală cu zero, ceeace, desigur, nu corespunde realității.

In același timp, după metoda lui Pasternac (atunci când se consideră că peretele și cupola lucrează împreună), în inelul de rezemare se obține un efort aproape de două ori mai mic decât atunci când se utilizează metoda de calcul fără momente.

Pe baza acestei metode și a cercetărilor efectuate, s'au întocmit de către Institutul Promstroiproect, formule care sunt folosite pentru *calculul aproximativ al cupolei și al peretelui rezervorului* la o sarcină verticală.

Impingerea totală a cupolei este (fig. 416, *a*):

$$H = \frac{r\ g\ \cos\varphi_0}{\sin^2\varphi_0}\,(1 - \cos\varphi_0),$$

care, pentru un raport $f/r_p = 1/6$, devine $H = 0{,}75\ gr_p$, se repartizează asupra cupolei, peretelui și inelului dela reazem în modul următor:

pentru cupolă	$H_c = 0{,}15\ gr_p$;
pentru inelul de rezemare	$H_{ir} = 0{,}50\ gr_p$,
pentru perete	$H_p = 0{,}15\ gr_p$;
	$H = 0{,}80\ gr_p$

Pentru H, s'a luat acoperitor o valoare ceva mai mare, și anume $H = 0{,}80\ gr_p > 0{,}75\ gr_p$.

In acest fel. efortul inelar total T_{ir} în inelul de rezemare, dat de o încărcare asupra cupolei de g t/m², se determină din formula:

$$T_{ir} = 0{,}5\ gr_p^2 \qquad (482),$$

In secțiunea marginală a cupolei. efortul inelar este:

$$T_c = T_{20} - \frac{2r}{s_c^2}(M_p - Q_c s_c),$$

unde T_{20} este efortul inelar marginal, în cupolă în cazul rezemării articulate fixe

$$s_c = \sqrt{rh_c}$$

M_p și Q_c — momentul încovoietor și forța tăietoare, în secțiunea marginală a cupolei, în cazul îmbinării elastice cu peretele.

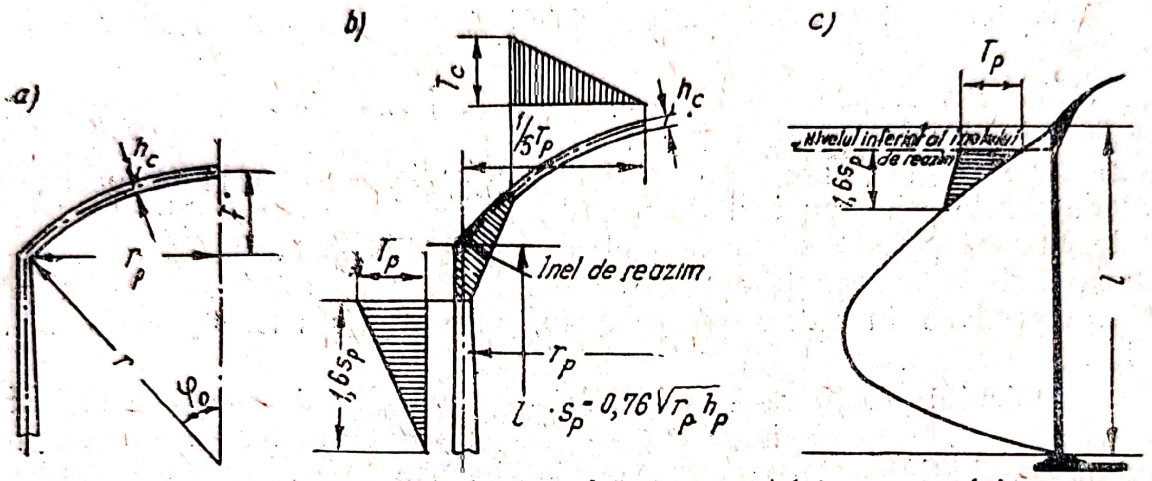


Fig. 416. Schema de calcul a cupolei și a peretelui rezervorului:
a — notații convenționale; b — diagramele lui T în cupolă și în perete, pentru sarcina verticală; c — diagrama totală a lui T în perete

Luând acoperitor $M_p = 0$ și substituind:

$$Q_c = H_c \sin \varphi_0 = 0{,}09\ gr_p$$

$$T_{20} = -r\ g \cos \varphi_0 + \frac{H}{\cos \varphi_0} = -0.4\ gr_p,$$

se obține formula finală:

$$T_c = -0{,}4\ gr_p + \frac{2r \cdot 0.09\ gr_p}{0{,}76\sqrt{rh_c}} = -0{,}4\ gr_p + \frac{0{,}3\ gr_p^2}{\sqrt{r_p h_e}}$$

sau

$$T_c = \left(0{,}3\sqrt{\frac{r_p}{h_c}} - 0{,}4\right) gr_p. \qquad (482')$$

Efortul inelar, în secțiunea superioară a peretelui, este:

$$T_p = \frac{2r_p}{s_p^2}(M_p - H_p s_p).$$

Presupunând că se ia acoperitor $M_p = 0$, se obține:

$$T_p = \frac{2r_p}{s_p} H_p = \frac{2r_p}{0{,}76\sqrt{r_p h_p}} 0.15\ gr_p$$

sau

$$T_p = 0{,}4\, r_p g \sqrt{\frac{r_p}{h_p}}. \qquad (483)$$

Determinând valorile lui T_c și T_p, se construiesc diagramele în cupolă și în perete (fig. 416, b) și se complectează diagrama respectivă a lui T în perete, construită mai înainte fără a se ține seamă de influența cupolei (fig. 416, *c*).

Legea variației eforturilor inelare în cupolă și în partea superioară a peretelui se consideră liniară.

Grosimea acoperișului în formă de cupolă se ia, deobicei, de 8 cm, iar la îmbinarea lui cu peretele, se prevede o vută. In aceste condițiuni, neglijarea momentelor încovoietoare, în placa cupolei și în locul de îmbinare a acesteia cu peretele, este perfect admisibilă.

Radierele din beton armat ale rezervoarelor — în cazul executării lor pe o fundație de beton sau de piatră, pregătită din timp — se fac fără să se calculeze, cu o grosime de 8—20 cm; armătura se alcătuește în formă de rețea, din bare longitudinale și transversale (cu diametrul de 8 mm, la distanțe de 15 cm) sau din bare radiale și inelare.

Radierul se poate calcula ca o placă rotundă, pe un teren elastic, ținându-se seamă de încastrarea elastică în perete[1]).

Exemplul 40. Se cere să se calculeze peretele unui rezervor cilindric, pentru apă, cu diametrul $d = 9{,}0$ m și înălțimea $H = 5{,}0$ m, fără a se ține seamă de încastrarea acestuia în fundul rezervorului. Beton marca 170; armătura St 3.

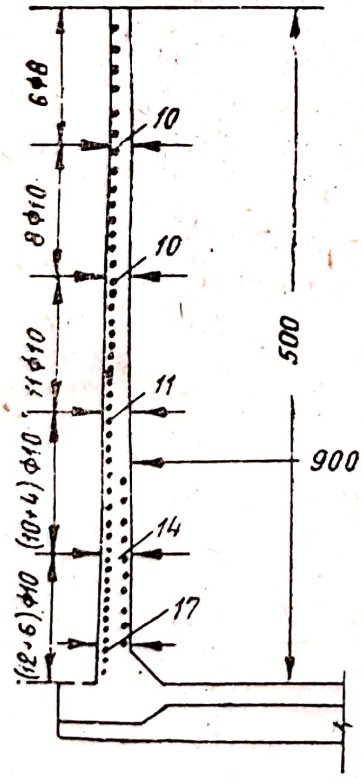


Fig. 417. Armarea peretelui rezervorului

Peretele rezervorului se împarte, pe înălțime, în cinci inele cu lățimea de 1,0 m.

Presiunea maximă a apei, la nivelul fundului, considerând că rezervorul poate fi umplut până sus, este:

$$p = \gamma H = 1\,000 \cdot 5 = 5000 \text{ kg/m}^2.$$

Efortul inelar de întindere maxim, în peretele cu înălțimea de 1 m, este:

$$T = pr = 5\,000 \cdot \frac{9}{2} = 22\,500 \text{ kg}.$$

Pentru inelul inferior cu înălțimea de 1 m, secțiunea necesară a armăturii inelare este:

$$F_a = \frac{Tk}{\sigma_c} = \frac{22\,500 \cdot 1{,}8}{2850} = 14{,}2 \text{ cm}^2.$$

Grosimea necesară a peretelui, la nivelul fundului, calculată după formula (472), este:

$$h = \gamma y r \frac{k_f - k\frac{200}{\sigma_c'}}{R_t} = 0{,}001 \cdot 500 \cdot 450 \frac{1{,}3 - 1{,}8\frac{200}{2850}}{15} \approx$$

$$\approx 17 \text{ cm}.$$

[1]) *B. N. Jemocichin:* „Calculul plăcilor rotunde pe un teren elastic la încărcări simetrice" VIA, 1938.

A. M. Ovecichin: „Calculul rezervoarelor cilindrice din beton armat". Stroiizdat. 1950

F_α variază în înălțime, proporțional cu adâncimea adică după un triunghi.

Grosimea peretelui la marginea superioară a rezervorului se ia, din considerente constructive, egală cu 10 cm.

In figura 417 este reprezentată repartiția armăturii pe inele, determinată astfel:

Adâncimea în m	5	4	3	2	1
Grosimea peretelui, în cm.	17	14	11	10	10
Secțiunea necesară a armăturii inelare în cm² . . .	14,2	11,3	8,5	5,7	2,8
Diametrul barelor .	10	10	10	10	8
Numărul barelor pe metru	12+6	10+4	11	8	6
Secțiunea efectivă a armăturii inelare, în cm²	14,1	11,0	8,6	6,3	3,0

Notă. In inelele aflate la adâncimea de 5 m și 4 m, armătura este dublă.

Exemplul 41. Se cere să se calculeze rezervorul cu datele din exemplul 40, folosind metoda profesorului Pasternac în ipoteza încastrării rigide a marginii inferioare.

Dimensiunile inițiale ale rezervorului sunt:

grosimea peretelui, la partea superioară . . . . $h_2 = 0{,}10$ m
„ „ „ „ inferioară . . . . . $h_1 = 0{,}16$ m
înălțimea rezervorului . . . . . $l = 5{,}00$ m
diametrul interior . . . . . $d = 9{,}00$ m
raza medie . . . . . $r = 4{,}57$ m

Caracteristicele marginii inferioare, calculate cu formula (477), sunt:

$$s_1 = 0{,}76\sqrt{h_1 r} = 0{,}76\sqrt{0{,}16 \cdot 4{,}57} = 0{,}65$$

Din figura 415:

$$l_1 = l\frac{h_1}{h_1 - h_2} = 5{,}0\ \frac{0{,}16}{0{,}06} = 13{,}33 \text{ m}$$

Deformațiile unitare, calculate cu formulele (475) sunt:

$$\delta_{11} = \frac{s_1}{1 - 1{,}25\ \frac{s_1}{l_1}} = \frac{0{,}65}{1 - 1{,}25\ \frac{0{,}65}{13{,}33}} = 0{,}692;$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{s_1^2}{2\left(1 - 1{,}25\frac{s_1}{l_1}\right)} = \frac{0{,}65^2}{2\left(1 - 1{,}25\ \frac{0{,}65}{13{,}33}\right)} = 0{,}225;$$

$$\delta_{22} = \frac{s_1^3}{2}\ \frac{1 - 0{,}25\ \frac{s_1}{l_1}}{1 - 1{,}25\ \frac{s_1}{l_1}} = \frac{0{,}65^3}{2} \cdot \frac{0{,}99}{0{,}94} = 0{,}142$$

Termenii de încărcare (pentru $p_2 = 0$), calculați cu formulele (476), sunt:

$$\delta_{1p} = \frac{s_1^4}{4\,l}\left(p_1\,\frac{h_2}{h_1} - p_2\right) = \frac{0{,}175}{4 \cdot 5{,}0}\,5{,}0\,\frac{0{,}10}{0{,}16} = 0{,}027;$$

$$\delta_{2p} = \frac{s_1^4}{4}\,p_1 = \frac{0{,}175}{4}\,5{,}0 = 0{,}22.$$

Ecuațiile de elasticitate (474) pentru determinarea lui G_1 și H_1, în locul de încastrare a peretelui în radier, sunt:

$$0{,}692\;G_1 + 0{,}225\;H_1 = 0{,}027;$$

$$0{,}225\;G_1 + 0{,}142\;H_1 = 0{,}22\,.$$

Rezolvând aceste ecuații, se găsește:

$$G_1 = -0{,}957 \text{ tm};$$

$$H_1 = 3{,}064 \text{ t}.$$

Efortul inelar de întindere calculat cu formula (481) este:

$$T_2 = T_{20} + \frac{4r}{s_1^4}\left[G_1\,\delta_{12}\,\eta_2 - (G_1\,r_{12} + H_1\,\delta_{22})\,\eta_1\right] =$$

$$= T_{20} + \frac{4 \cdot 4{,}57}{0{,}175}\left[-0{,}957 \cdot 0{,}225\;\eta_2 - (-0{,}957 \cdot 0{,}225 + \right.$$

$$\left. + 3{,}064 \cdot 0{,}142)\,r_1\right] = T_{20} - (22{,}46\,\eta_2 + 22{,}98\,\eta_1).$$

In tabela I, sunt calculate, folosind datele din anexa VI, valorile lui T_2, pentru diferite distanțe față de partea inferioară a rezervorului.

Tabela I.

Valorile T_2

φ	$x = s_1\varphi = 0{,}65\,\varphi$ în m	$T_{20} = pr$ în t	η_1	η_2	$22{,}98\,\eta_1$	$22{,}46\,\eta_2$	T_2 în t
0	0	22,85	+1,0000	0	22,98	0	—0,13
1,0	0,65	19,88	+0,1988	+0,3096	4,57	6,95	8,36
1,5	0,98	18,37	+0,0158	+0,2226	0,36	5,00	13,01
2,0	1,30	16,91	—0,0564	+0,1231	—1,30	2,76	15,45
2,4	1,56	16,72	—0,0669	+0,0613	—1,54	1,38	15,98
2,5	1,63	15,40	—0,0658	+0,0491	—1,51	1,10	15,81
3,0	1,95	13,94	—0,0493	+0,0070	—1,13	0,16	14,81
3,5	2,28	12,43	—0,0283	—0,0106	—0,65	—0,24	13,32
4,0	2,60	10,97	—0,0120	—0,0139	—0,27	—0,31	11,55
4,5	2,92	9,51	—0,0024	—0,0109	—0,05	—0,24	9,80
5,0	3,25	8,00	+0,0020	—0,0065	+0,04	—0,15	8,11
5,5	3,58	6,49	+0,0029	—0,0029	0,06	—0,06	6,49
6,0	3,90	5,03	+0,0024	—0,0007	0,05	—0,02	5,00
6,5	4,23	3,52	+0,0015	+0,0003	0,03	+0,007	3,48
7,0	4,55	2,06	+0,0007	+0,0006	0,02	0,01	2,03

In figura 418, *a* se dă diagrama eforturilor inelare. Valoarea maximă o are efortul inelar ($T_2 = 15{,}28$ t/m) la adâncimea de $5{,}0 - 1{,}56 = 3{,}44$ m, adică la o adâncime de $\frac{3{,}44}{5{,}00}\,l = 0{,}69\,l$

Variația momentului încovoietor, pe înălțime, se determină cu formula (479):

$$M = G_1\eta_1 + (G_1 + s_1H_1)\eta_2 = -0{,}957\,\eta_1 + (-0{,}957 + 3{,}064 \cdot 0{,}65)\,\eta_2 = -0{,}957\,\eta_1 + 1{,}035\,\eta_2.$$

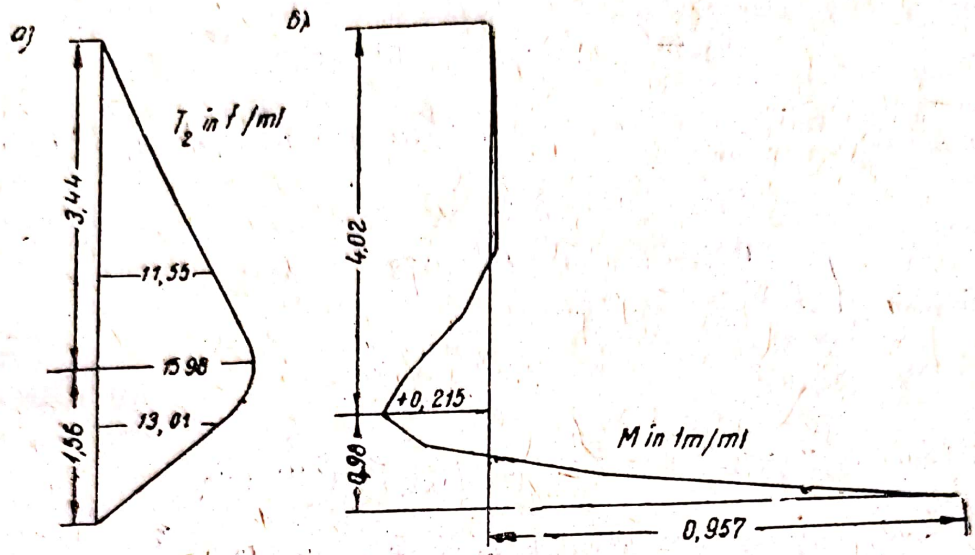


Fig. 418. Diagrama eforturilor în perete

Valorile lui M sunt date în tabela II (valorile η_1 și η_2 se dau în anexa VI.).

Tabela II.

Valorile M

φ	$x = s_1\varphi = 0.65\,\varphi$	η_1	η_2	$-0{,}957\,\eta_1$	$+1{,}035\,\eta_2$	M în tm
0	0	+1,0000	0,0000	—0,957	0	—0,957
0,5	0,32	+0,5323	+0,2908	—0,509	0,301	—0,208
1,0	0,65	+0,1988	+0,3096	—0,190	0,320	+0,130
1,5	0,98	+0,0158	+0,2226	—0,015	0,230	+0,215
2,0	1,30	—0,0564	+0,1231	+0,054	0,127	+0,181
2,5	1,63	—0,0658	+0,0491	+0,063	0,051	+0,114
3,0	1,95	—0,0493	+0,0070	+0,047	0,007	+0,054
3,5	2,28	—0,0283	—0,0106	+0,027	—0,011	+0,016
4,0	2,60	—0,0120	—0,0139	+0,011	—0,014	—0,003
4,5	2,92	—0,0024	—0,0109	+0,002	—0,011	—0,009
5,0	3,25	+0,0020	—0,0065	—0,002	—0,007	—0,009
5,5	3,58	+0,0029	—0,0029	—0,003	—0,003	—0,006
6,0	3,90	+0,0024	—0,0007	—0,002	—0,007	—0,003
6,5	4,23	+0,0015	+0,0003	—0,001	+0,0003	—0,001
7,0	4,55	+0,0007	0,0006	—0,00067	0,0006	0

În figura 418, *b*, este dată diagrama momentelor încovoietoare. Grosimea peretelui se determină pe baza momentului maxim negativ din dreptul fundului, $M = -0{,}957$ tm.

Pentru un beton marca 170 și $\mu_{min} = 0{,}003$,

$$h_0 = 0{,}347\sqrt{957} = 10{,}7 \text{ cm}; \quad h = 10{,}7 + 4{,}3 = 14{,}0 \text{ cm}.$$

Secțiunea armăturii verticale este:

$$F_a = 0{,}003 \cdot 100 \cdot 10{,}7 = 3{,}21 \text{ cm}^2.$$

Se ia: $7 \varnothing 8$ ($F_a = 3{,}52$ cm^2.)

Secțiunea armăturii inelare, pentru $T_{2\ max} = 15{,}98$ t, este:

$$F_a = \frac{15\,980 \cdot 1{,}8}{2850} = 10{,}1 \text{ cm}^2.$$

Se ia: 13 ○ 10 ($F_a = 10{,}21$ cm²).

Mai jos de nivelul eforturilor inelare maxime se montează aceeași armătură: mai sus, armătura se determină pe inele, prin metoda obișnuită.

Verificarea grosimii peretelui, în locul unde se produc eforturile inelare maxime (la adâncimea de 3,44 m):

$$h = 15 - \frac{5 \cdot 1{,}56}{5{,}0} = 13{,}4 \text{ cm}$$

Din formula (472),

$$h = \frac{T_{2\,max}\left(k_f - k\frac{200}{\sigma}\right)}{R_t} = \frac{159{,}8\left(1{,}30 - 1{,}8\,\frac{200}{2\,850}\right)}{15} = 12{,}5 \text{ cm}$$

adică mai mic ca 13,4 cm.

3. Rezervoare dreptunghiulare

a) *Alcătuirea rezervoarelor*

Pereții rezervoarelor dreptunghiulare lucrează la încovoiere pe direcția orizontală și pe cea verticală și au, deobicei, o grosime mai mare decât pereții rezervoarelor rotunde, de aceeași mărime. Punctele slabe sunt colțurile și, deaceea, trebue să se dea o atenție deosebită etanșeității lor. In cazul rezervoarelor dreptunghiulare, se poate însă utiliza mai bine suprafața disponibilă, atunci când este necesar să se așeze alăturat mai multe rezervoare.

In plan, dimensiunile unor astfel de rezervoare nu sunt limitate; înălțimea lor depășește rar 6 m.

La rezervoarele mici, pereții au forma unor simple plăci, care pot avea o grosime constantă, pe toată înălțimea.

Rezervoarele mari pot fi împărțite în compartimente, printr'unul sau prin mai mulți pereți intermediari, care servesc totdeauna drept reazeme intermediare, pentru pereții exteriori. Acești pereți, care se îngroașă deobicei la partea inferioară, au o armare dublă sau simplă (la rezervoare neacoperite cu pământ); barele orizontale ale armăturii simple, în partea dela mijlocul deschiderii, se așează înspre suprafața exterioară; iar în apropierea

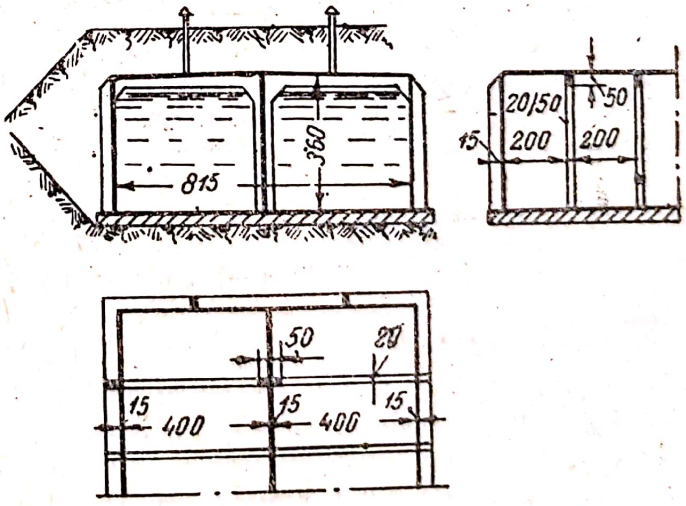


Fig. 419. Rezervoare dreptunghiulare cu pereți cu nervuri

reazemelor, în dreptul pereților despărțitori, acestea trec în apropierea suprafeței interioare. Aceste bare de rezistență se prevăd mai dese înspre partea inferioară. Ele se leagă cu barele verticale de repartiție, formând o plasă.

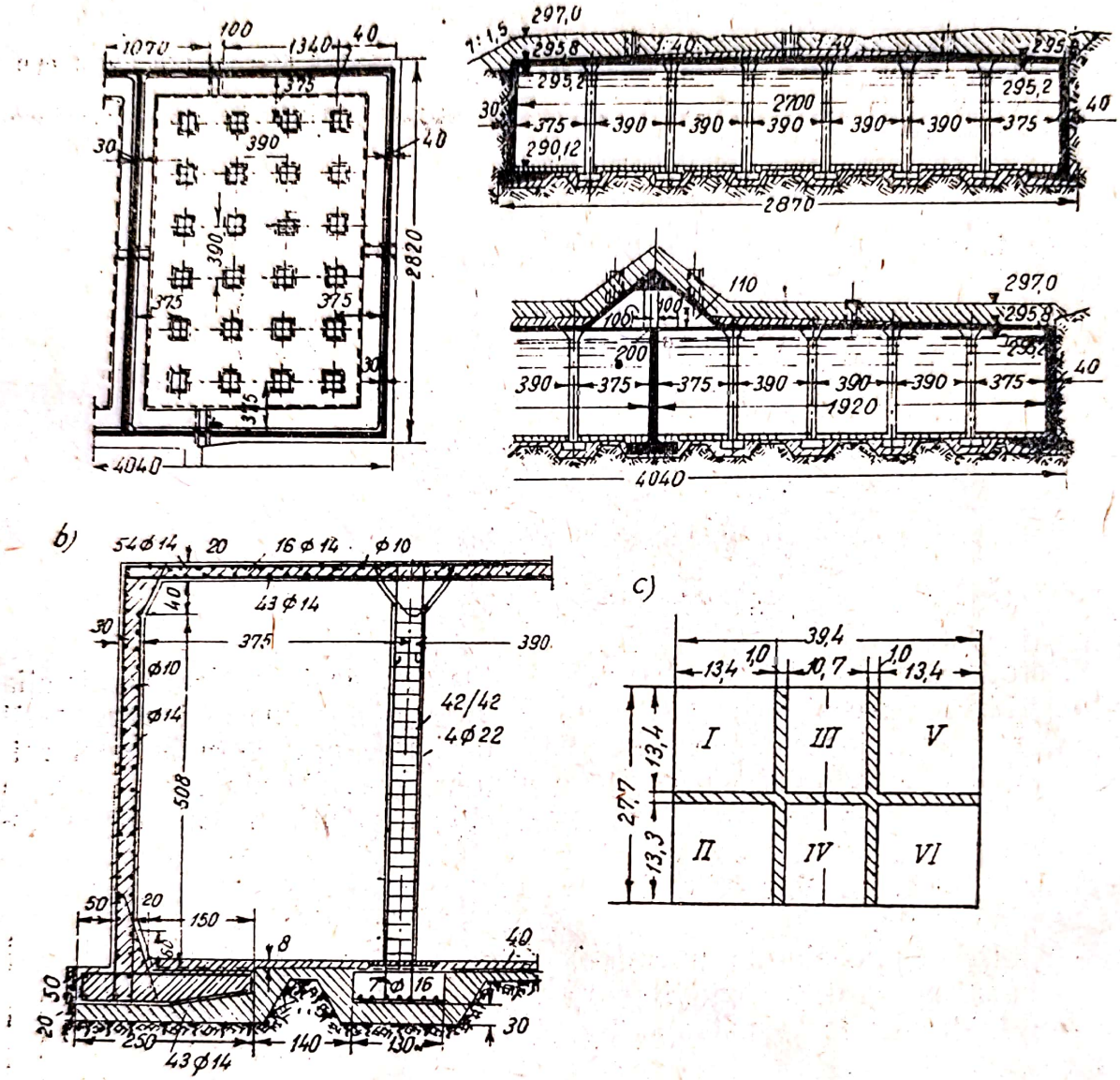


Fig. 420. Rezervor dreptunghiular, cu pereți drepți:
a — plan și secțiuni; b — detaliu de alcătuire; c — schema rosturilor de lucru

Dacă pereții rezervoarelor au o lungime mare, se prevăd nervuri de rigidizare (fig. 419). In cazul când rezervoarele au o înălțime mare, pereții cu nervurile capătă profilul unor ziduri de sprijin, sub formă de cornier, ale cărui nervuri se așează deobicei la exterior. Barele de rezistență ale pereților se așează, deasemenea, orizontal.

Intre nervurile verticale se pot executa și pereți boltiți.

In figura 420 este reprezentat un rezervor, ai cărui pereți marginali, cu înălțimea de 5,48 m, se prezintă ca plăci drepte, fără nervuri. Grosimea acestor pereți (din cauza presiunii diferite a pământului, terenul fiind în pantă) este diferită, și anume de 30 și 40 cm; peretele intermediar trans-

versal, care împarte rezervorul în două compartimente are grosimea de 30 cm.

Acoperişul rezervoarelor dreptunghiulare se execută sub forma unui planşeu cu grinzi (fig. 419) sau fără grinzi (fig. 420). In cazul rezervoarelor mari, sunt necesari stâlpi intermediari.

La rezervorul din figura 420, acoperişul se prezintă ca o placă fără grinzi, cu grosimea de 20 cm, având deschiderile intermediare de 3,9 m şi cele marginale de 3,75 m, egale pe ambele direcţii. Pentru a realiza o trecere, acoperişul se ridică deasupra mijlocului rezervorului, formând un acoperiş cu două pante.

In cazul unui teren sănătos, radierul rezervorului poate fi executat din beton simplu, de 30—50 cm grosime. In acest caz e necesar ca radierul să fie bine legat de pereţii de beton armat; această legătură se realizează prin montarea unor bare speciale, scurte. In cazul unui teren slab, precum şi în cazul unor presiuni puternice din partea apelor freatice, radierul rezervorului se execută din beton armat (fig. 419). Acesta se continuă deobicei în afară, pe lăţimea contraforţilor (nervurilor), în vederea fixării rigide a capetelor. Este raţional ca, sub reazeme şi pereţi să se îngroaşe radierul; iar sub radier, să se amenajeze un strat de egalizare, din beton slab.

Toate colţurile trebue să fie întărite prin vute, prevăzute cu o armătură suplimentară, pentru asigurarea unei legături cu radierul şi cu acoperişul rezervorului.

La rezervorul cu acoperiş fără grinzi (fig. 420) aşezat pe un teren pietros, radierul este format dintr'o placă subţire de beton armat (8 cm), cu armătură de rezistenţă încrucişată, bine ancorată în toţi pereţii şi stâlpii şi fixată solid (fig. 420, *b*) sub placă. La fel ca şi sub fundaţia pereţilor şi stâlpilor, se execută un strat de egalizare din beton slab, de 15 până la 30 cm grosime.

La rezervoarele mari, trebue să se prevadă *rosturi de deformaţie*, necesare deasemenea pentru a împărţi construcţia în sectoare, în timpul executării lucrărilor. Imbinarea părţilor din dreptul rostului se realizează sub formă de lambă şi uluc, sau prin suprapunere; rostul se astupă cu carton gudronat. In unele cazuri, se întrebuinţează compensatoare (table îndoite, N. R.) metalice.

La rezervoarele aşezate pe un teren neomogen, pe lângă deformaţiile datorite variaţiilor de temperatură şi contracţiei, sunt posibile tasări neuniforme; acestei probleme trebue să i se dea o atenţie deosebită.

Pentru evitarea eforturilor unitare periculoase din contracţia betonului, în prima perioadă de întărire, sau a celor datorite unei eventuale tasări neuniforme, rezervorul reprezentat în figura 420 a fost împărţit în şase părţi separate, prin rosturi de lucru de 1 m lăţime (fig. 420, *c*). După 28 zile de întărire (după descintrare), rosturile au fost completate cu beton. In acest fel, construcţia poate lucra ca un tot, în condiţii mult mai favorabile.

b) *Calculul rezervoarelor dreptunghiulare şi poligonale*

Metoda de calcul a pereţilor rezervoarelor care au în plan o formă dreptunghiulară depinde de construcţia adoptată şi de raportul dintre dimensiunile rezervorului.

Scanned with OKEN Scanner

Rezervoarele dreptunghiulare deschise, cu *pereți fără nervuri* și la care raportul dintre înălțime și dimensiunea cea mai mare în plan este mai mare decât 2, se consideră, în calcul, împărțite pe înălțime în fâșii-cadre. Totodată, pentru simplificare, ca și la calculul rezervoarelor rotunde, se presupune că, pe înălțimea fiecărei fâșii, peretele este supus unei presiuni uniforme (maxime) a lichidului. Fiecare fâșie se prezintă ca un cadru orizontal închis, cu deschiderile a și b supuse la presiunea interioară p, care dă, în elementele cadrului, forțe axiale longitudinale și momente încovoietoare (fig. 421).

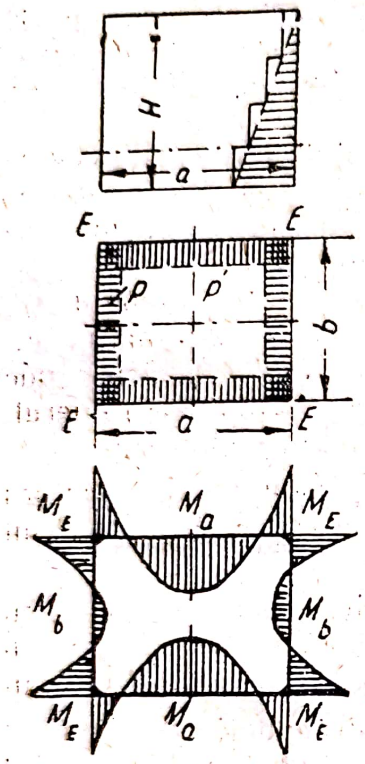


Fig. 421. Schema de calcul a rezervorului dreptunghiular deschis

Forțele axiale se determină din condiția de echilibru între forțele interioare și cele exterioare:

$$N_a = \frac{pb}{2}\,;\quad N_b = \frac{pa}{2}\,.$$

Momentele (dela colțuri) pot fi determinate folosind teorema celor trei momente, considerând conturul închis, ca o grindă continuă.

Pentru rezervoare pătrate în plan $(a = b)$, avem:

$$M_E = -\frac{1}{12}\,pa^2;\quad M_a = \frac{1}{24}\,pa^2.$$

Aceste formule sunt valabile deasemenea și pentru rezervorul care are în proiecție orizontală forma unui poligon regulat, pentrucă, din cauza simetriei, nu se produce rotirea unghiurilor și, prin urmare, toate elementele vor fi încastrate rigid. Astfel, avem:

$$M_E = \frac{1}{12}\,pa^2;\quad M_a = \frac{1}{24}\,pa^2;\quad N = \frac{1}{2}\,pd,$$

în care d este diametrul cercului înscris;

a — latura poligonului.

Determinarea secțiunii pereților rezervoarelor se face folosind formulele pentru elementele supuse la întindere excentrică.

Calculul expus este valabil numai pentru zona superioară a pereților relativ înalți; partea inferioară lucrează, în afară de aceasta, și pe direcția verticală, ca o grindă în consolă, mai ales la mijlocul deschiderii ei. De acest fapt trebue să se țină seamă îndeosebi la alcătuirea rezervorului.

Dacă raportul dintre înălțime și dimensiunea cea mai mare în plan este mai mic decât 2, pentru calculul rezervoarelor deschise, încărcarea trebue repartizată, în prealabil, pe două direcții, pornind dela condiția egalității săgeților în locul de intersecție a două fâșii, după două direcții perpendiculare între ele. In acest caz, pe baza calculului pereților pe direcția orizontală, considerându-i ca niște cadre închise, se face calculul lor pe direcție verticală (pentru determinarea secțiunii armăturii verticale), considerându-le plăci în consolă, încastrate la partea inferioară.

Calculul rezervorului dreptunghiular, împărțit în două compartimente, printr'un zid despărțitor interior, se face ca și calculul unui cadru orizontal închis, cu două deschideri.

Dacă dreptunghiul este alungit, precum și în cazul când adâncimea este destul de însemnată, este uneori avantajos să se folosească tiranți intermediari (unul sau doi), care se așează paralel sau se intersectează reciproc, sub un unghi drept. Eforturile de întindere în tiranți și momentele în pereți se găsesc rezolvând cadrele respective sau folosind formule gata calculate[1]).

In pereții rezervoarelor dreptunghiulare — cu raportul dintre laturi variind între 0,5 și 2 — care se găsesc sub acțiunea presiunii hidrostatice (triunghiulare), momentele încovoietoare se pot determina cu ajutorul tabelelor lui A. F. Smotrov[2]).

In cazul unui *rezervor deschis,* pereții se consideră plăci încastrate, pe trei laturi; cea de a patra latură se consideră simplu rezemată pe grinda marginală. In cazul când nu este prevăzută o grindă marginală, pereții sunt considerați plăci încastrate, pe trei laturi, și cu o latură liberă.

Calculul cu tabele se face în următoarea ordine: se alege, după raportul dintre laturile peretelui considerat, tabela respectivă (cu raportul 1 : 1 sau 1 : 1,5). Cu datele din tabelă se determină apoi valorile maxime ale momentelor din câmp, $M_{x\,max}$ și $M_{y\,max}$ și ale momentelor dela reazeme M_a și M_b.

Cu tabelele lui Smotrov se pot determina și forțele axiale de întindere, considerându-le ca reacțiunile reazemelor R.

După determinarea eforturilor de calcul, dimensionarea secțiunilor pereților se face ca pentru elemente care lucrează la întindere excentrică.

La fel se procedează și în cazul unui *rezervor închis,* ai cărui pereți lucrează sub acțiunea încărcării hidrostatice, ca plăcii încastrate dealungul perimetrului. Pentru calculul pereților, se aleg tabelele respective, și cu acestea, se determină eforturile.

In pereții rezervoarelor subterane, armătura trebue să fie dublă, simetrică sau nesimetrică. In acest caz, armătura din câmp, care se așează înspre suprafața exterioară a peretelui se calculează la presiunea apei, iar armătura montată înspre suprafața interioară, la împingerea pământului.

Rezervoarele dreptunghiulare cu nervuri. Când lungimea pereților rezervorului este destul de mare în raport cu înălțimea, influența preponderentă o capătă momentele datorite încastrării pereților în fund. In aceste condiții, pentru un rezervor deschis, peretele este considerat ca un zid de sprijin, în formă de cornier, și nervurile se calculează ca niște console, încastrate la partea inferioară.

Când sunt prevăzute nervuri verticale, calculul pereților se face deasemenea împărțind rezervorul, pe înălțime, în mai multe fâșii, și considerând

[1]) Pentru formulele gata calculate, v. *B. A. Sebuiev:* Rezervoare, buncăre și silozuri de beton armat, ONTI, 1935.
Promstroiproect: Ghidul proiectantului, vol. 2. Gostroiizdat. 1934. pag. 542.

[2]) *A. F. Smotrov:* Rezolvarea plăcilor încărcate cu o sarcină continuă trapezoidală, ONTI, 1936.
TNIPS: Instrucțiuni pentru calculul grinzilor, plăcilor și planșeelor cu grinzi de beton armat, ONTI, 1938.

Scanned with OKEN Scanner

pe fiecare dintre ele, în parte. Pereții se consideră plăci continue, ale căror reazeme sunt nervurile.

După găsirea momentelor încovoietoare, se determină grosimea pereților și secțiunea armăturii (pe fâșii).

Se atrage atenția asupra faptului că, la calculul pereților rezervoarelor și al radierelor, pentru a se evita apariția fisurilor, nu se permite să se țină seama de redistribuirea eforturilor, condiționată de deformațiile plastice.

Spre a ușura executarea lucrărilor pentru peretele vertical, trebue să se ia o grosime constantă. In această condiție, păstrând neschimbat diametrul barelor, se mărește treptat distanța dintre ele, prevăzându-se însă cel puțin cinci bare pe metrul liniar; barele verticale, cu diametrul ceva mai mic, se montează la distanțe de 15—20 cm.

In cazul unui rezervor închis, nervurile se consideră grinzi, fixate la ambele capete și supuse presiunii lichidelor, dinspre partea interioară, sau împingerii pământului dinafară.

4. Castele de apă

a) *Tipuri de castele și alcătuirea lor*

Turnurile pe care se așează rezervoarele de beton armat, se pot executa din cărămidă sau din beton armat.

In ultimul caz, turnurile se pot prezenta ca un cilindru din beton armat (pahar), care se execută folosindu-se cofraje alunecătoare (fig. 422, *a*), sau ca o construcție cu schelet de rezistență (fig. 422, *b*), formată dintr'un anumit număr (4—12) de stâlpi de beton armat (verticali sau înclinați), așezați, în plan, în vârfurile unui poligon regulat, și legați între ei prin grinzi de rigidizare transversale.

In cazul unei construcții cu schelet, spațiile dintre stâlpi și grinzi se lasă libere sau se completează cu zidărie de cărămidă, blocuri cu goluri etc. Stâlpii de beton armat pot rămâne aparenți (scoși în relief sau lăsați în același plan cu zidăria de umplutură) ori pot fi placați (fig. 423). In locul grinzilor transversale, legătura dintre stâlpi se poate realiza și prin executarea între etaje a unor planșee intermediare unite între ele printr'o scară.

In acest fel, în majoritatea cazurilor, castelele de apă se prezintă în plan sub formă de poligon (în particular pătrat) sau cerc.

Stâlpii reazemă pe fundații izolate, pe o fundație inelară, sau pe un radier, în funcție de natura terenului, de înălțimea castelului de apă și de capacitatea rezervorului.

In cazul când rezervoarele de beton armat, așezate pe castele, au un volum mai mare de 200 m³, se execută totdeauna rotunde. Numai în cazul când au un volum redus, se execută având o formă patrată, în proiecția orizontală. Fundul acestor rezervoare poate fi drept (fig. 422, *b*), întărit cu nervuri, sferic (fig. 422, *a*) sau de o formă mai complicată, formată dintr'o parte tronconică, exterioară, și o parte sferică interioară (fig. 424).

Scanned with OKEN Scanner

Placa de formă sferică este forma cea mai economică. Ea necesită consumul cel mai redus de metal și beton, atât pentru executarea fundului, cât și pentru executarea acoperișurilor deasupra rezervorului. La rezervorul cu un fund de tipul celui reprezentat în figura 424, pentru un anumit raport între dimensiunile geometrice, se poate realiza o completă suprimare sau o reducere foarte apreciabilă a eforturilor de întindere, care se nasc în inelul de rezemare. Aceasta are, drept urmare, o reducere a dimensiunilor sale.

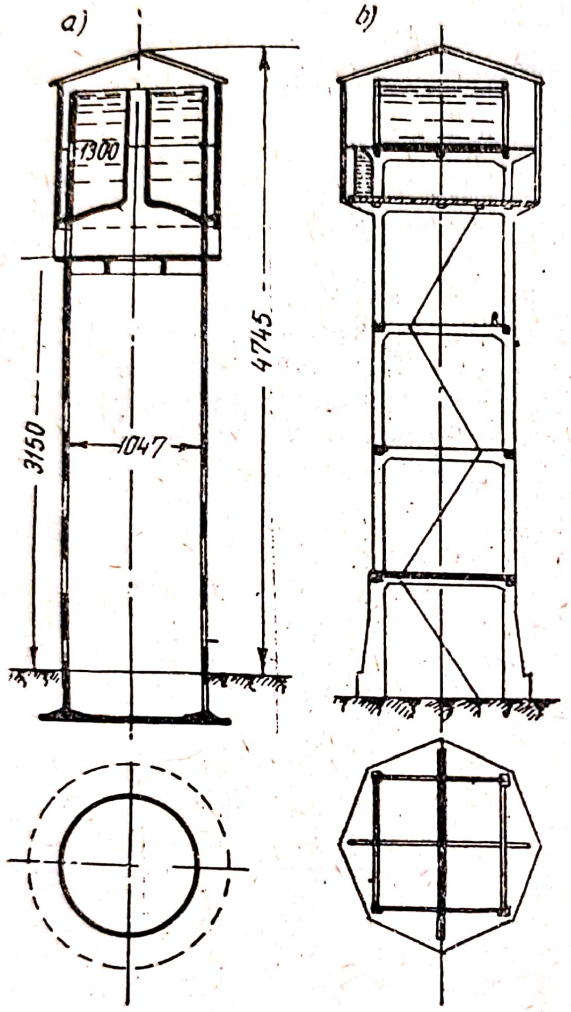


Fig. 422. Castele de apă din beton armat:

a — cilindric (în formă de pahar); b — cu schelet de rezistență

Rezervoarele se execută cu un fund propriu, așezat pe o izolație din carton asfaltat, sau folosind drept fund, planșeul castelului. Prima soluție este mai indicată, pentru asigurarea etanșeității rezervorului, mai ales în cazul unui teren care nu prezintă destulă siguranță. Ea duce însă la un cost mai ridicat. Pentru a feri apa de influența dăunătoare a variațiilor de temperatură, rezervorul este îmbrăcat cu o cămașă exterioară, care se așează la o distanță de 10—20 cm de peretele de beton armat al rezervorului. Spațiul dintre ele se umple cu materiale termice izolante. Cea mai bună izolație se obține amenajându-se un acoperiș-cort, cu un spațiu de trecere de 0,70—1,0 m, împrejurul rezervorului (fig. 422, *b*). Pereții încăperii se pot executa din blocuri cu goluri, sau pot avea un schelet de beton armat, cu o zidărie de umplutură între stâlpi. Această soluție permite să se circule împrejurul rezervorului, pentru control.

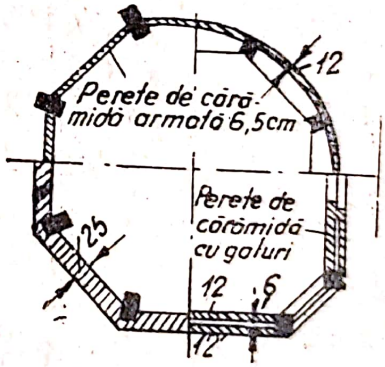


Fig. 423. Variante de zidărie de umplutură, în cazul scheletelor de rezistență

Acoperișul încăperii de protecție se poate executa din beton armat: drept, cu patru pante, conic sau sub formă de cupolă. Pentru învelitoare, se utilizează adeseori țiglă, care poate da un aspect arhitectonic frumos, dacă nuanțele au fost alese în mod corespunzător.

In figura 424 este reprezentat un castel de apă, care intră în componența construcției unei clădiri industriale. In proiecția orizontală el are

forma de pătrat de 17×17 m, și înălțimea de 40 m. Cele cinci etaje de planșee sunt folosite ca suprafețe pentru scopuri industriale; în încăperea superioară (cu înălțimea totală de 13,65 m) sunt așezate, unul deasupra celuilalt, două rezervoare. Construcția care susține rezervorul este formată din două cadre, care se intersectează în cruce, sub un unghi drept, și din grinzi pe diagonală, care transmit la cinci stâlpi încărcarea de 1 930 t.

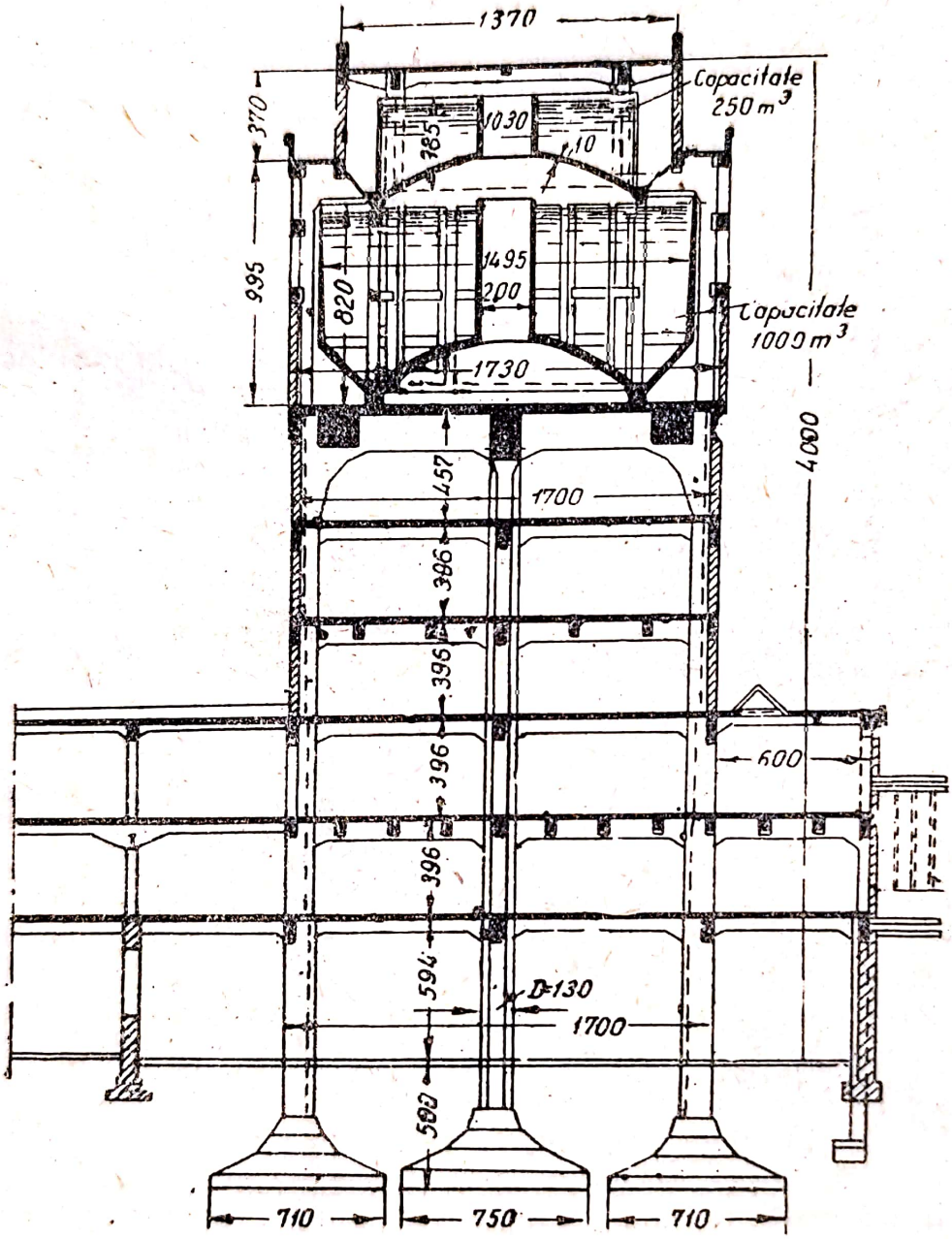


Fig. 424. Castel de apă prevăzut cu două rezervoare, făcând corp comun cu o altă construcție

Fundațiile stâlpilor sunt izolate, prezentându-se sub forma unor plăci rotunde, cu secțiune variabilă. Rezervorul inferior are capacitatea de 1 000 m³, având un fund tronconic, cu o parte sferică; cel superior este, în mod obișnuit, cilindric, cu fundul sferic, cu o capacitate de 250 m³. Rezervorul superior nu este legat de cel inferior și este așezat pe 12 stâlpi, care se spri-

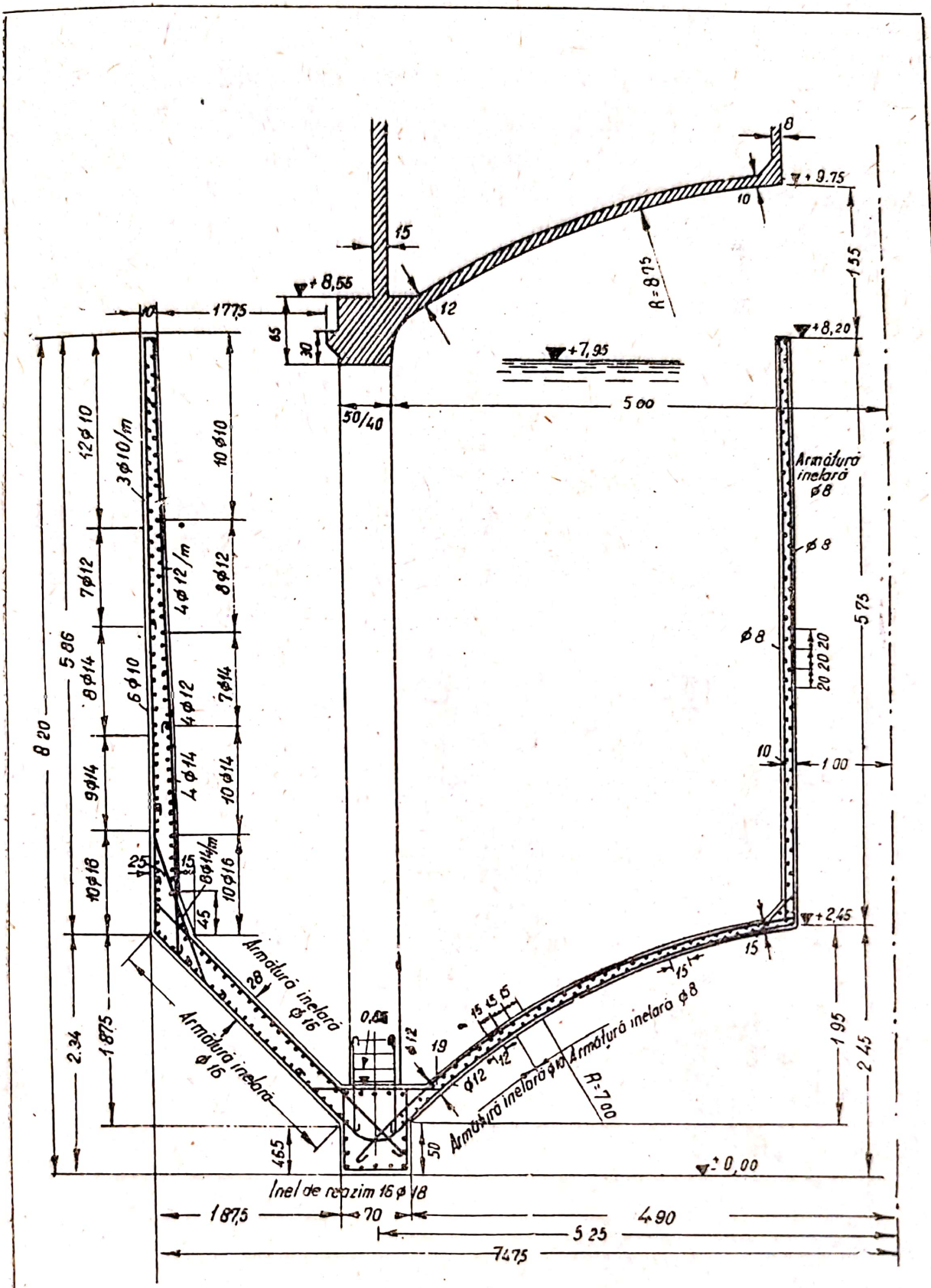


Fig. 425. Alcătuirea rezervorului inferior din figura 424

jină pe inelul dela talpă al rezervorului inferior. Acoperișul este susținut de patru stâlpi.

In figura 425, este reprezentată armarea rezervorului inferior.

Castelele de apă care au corpul sub formă de perete continuu cilindric, și care se execută în cofraje glisante, au început să fie întrebuințate, în construcțiile industriale, din anul 1927 (la Rostov pe Don). Ele au căpătat o răspândire mare, înlocuind treptat alte construcții de castele; au un cost mai redus și cer puțin timp, pentru a fi executate. Astfel, castelul de apă din orașul Klin, cu o înălțime de 52 m, a fost executat într'un termen de 21 zile, cu viteza medie de 2,30 m (cea maximă de 3,2 m) în 24 de ore.

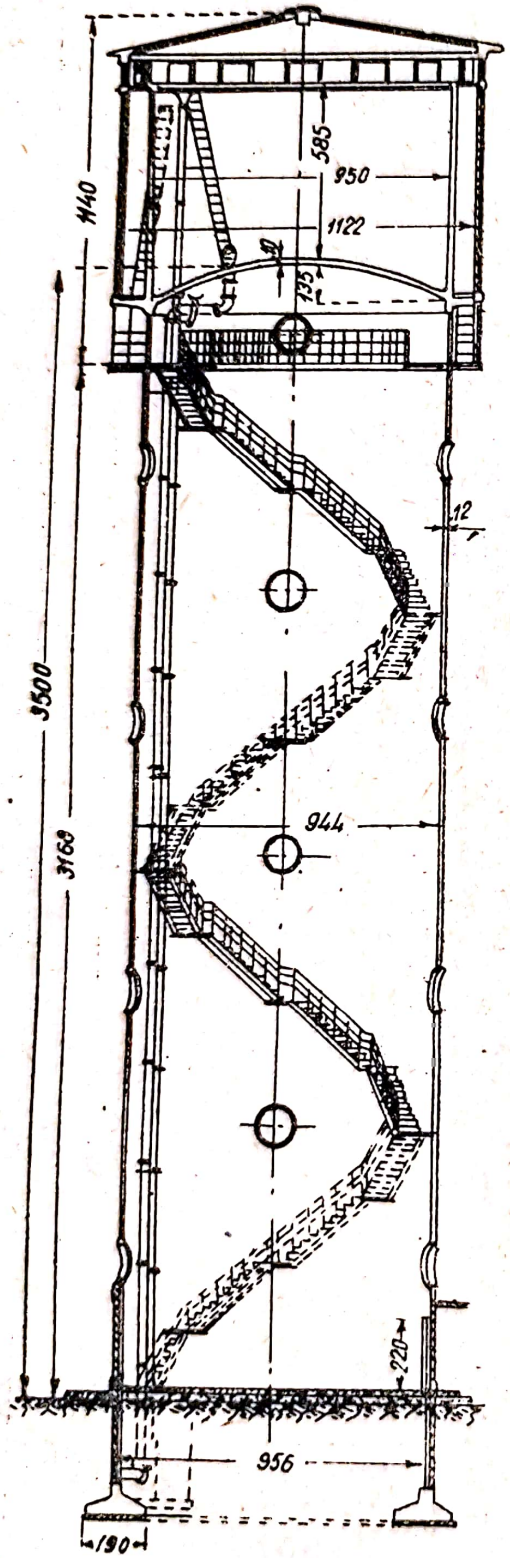


Fig. 426. Castel de apă executat în cofraje alunecătoare

Pereții corpului castelului de apă, a căror înălțime este obișnuită, au grosimea constantă, de 15—18 cm, pe toată înălțimea. Din calcul, grosimea peretelui poate rezultă și mai redusă; în acest caz însă, ar fi necesară o atenție deosebită la mutarea cofrajului în sus, pentrucă ar fi posibilă ruperea masei de beton, încă neîntărite.

In figura 426 este reprezentat tipul standardizat al unui astfel de castel de apă, elaborat de către Institutul de Proiectări de Instalații de Apă și Canalizare (Vodocanalproiect). Rezervorul și acoperișul se betonează în cofraje fixe, de pe schele suspendate.

Acest tip de castel de apă este deosebit de indicat, atunci când condițiile climaterice permit executarea lui fără acoperiș. Astfel, în Armenia, se citează castelul de apă pentru o fabrică de ciment, la care pereții rezervorului formează continuarea pereților turnului.

După cum arată calculele, costul cofrajului alunecător reprezintă în medie circa 10% din costul turnului, în timp ce costul cofrajelor fixe și al schelelor atinge 30%. Deaceea, deși consumul de beton este mai mare la castelele de apă care se execută în cofraje alunecătoare (cu 10—25%), ele sunt totuși, mai economice decât tipurile cu schelet de rezistență.

Scanned with OKEN Scanner

b) *Calculul castelelor de apă*

Castelele de apă cu pereți continui cilindrici (pahare) se calculează la presiunea vântului și greutatea proprie, iar calculul secțiunilor inelare se face la compresiune excentrică, folosind formulele din § 38, punctul 1.

Castelele de apă de beton armat, cu schelet de rezistență, se pot calcula ca niște cadre în spațiu, sau se pot împărți într'o serie de cadre plane; inelul rigid de reazem, legat articulat cu capetele exterioare ale stâlpilor, poate fi considerat, deasemenea, separat.

In ultimul caz, grinda inelară de rezemare se prezintă ca o grindă continuă, cu mai multe deschideri, supusă atât la încovoiere, cât și la acțiunea momentelor de torsiune. In tabela 43, sunt date valorile momentelor și ale forțelor tăietoare, pentru calculul unui inel de reazim cu raza r, la o sarcină uniform distribuită pe circumferință, dată de greutatea rezervorului, umplut cu apă și de încăperea de protecție, executată deasupra lui.

In cazul unui rezervor cu fundul drept, grinda inelară de reazem se înlocuește deobicei, cu una poligonală. In acest caz, momentele încovoietoare au aceleași valori indicate în tabela 43.

Tabela 43

Valorile momentelor, în inelul de reazem

Numărul de stâlpi (reazemele inelului)	Încărcarea, de fiecare stâlp	Forțe tăietoare maxime	Momente încovoietoare		Momente maxime de răsucire	Unghiul central între axa stâlpului și secțiunea cu momentul de răsucire maxim
			La mijlocul deschiderii între doi stâlpi	Deasupra stâlpilor		
4	$P/4$	$P/8$	$+ 0{,}01762\ Pr$	$- 0{,}03215\ Pr$	$0{,}00530\ Pr$	19° 21′
6	$P/6$	$P/12$	$+ 0{,}00750\ Pr$	$- 0{,}01482\ Pr$	$0{,}00151\ Pr$	12° 44′
8	$P/8$	$P/16$	$+ 0{,}00416\ Pr$	$- 0{,}00827\ Pr$	$0{,}00063\ Pr$	9° 33′
12	$P/12$	$P/24$	$+ 0{,}00190\ Pr$	$- 0{,}00365\ Pr$	$0{,}00018\ Pr$	6° 21′

Afară de sarcina verticală transmisă stâlpilor, trebue să se țină seamă și de sarcina din acțiunea vântului. Aceasta are cea mai mare însemnătate, pentru stâlpul cel mai depărtat de partea care se află în bătaia vântului. Ea se poate determina aproximativ, considerând totalitatea secțiunilor stâlpilor, ca o secțiune comună, care preia momentele date de vânt.

§. 77. CONDUCTE.

Primele cazuri de folosire a conductelor din beton armat datează din anul 1887. In prezent, ele au o mare însemnătate, datorită proprietății lor de a rezista bine atât la sarcini exterioare, cât și la presiunea interioară, precum și datorită posibilității de a fi executate chiar la fața locului, consumându-se relativ puțin metal. In același timp, ele sunt mult mai ușoare (cu 30—60%) decât tuburile de beton simplu. Deaceea, transportul și montarea conductelor prefabricate din beton armat cer cheltuieli mai mici și se fac mai ușor. Ele rezistă bine la tasări neuniforme, prezentând mai multă siguranță, în ce privește formarea fisurilor. Calculul secțiunilor și executarea trecerilor dela o secțiune mare a conductei la una mai mică, nu pre-

Scanned with OKEN Scanner

zintă dificultăți. Foarte necesară este armarea tuburilor mari, care se montează în pământ de umplutură. Acestea sunt folosite și în cazul unor presiuni laterale mari (teren curgător) sau al unor sarcini mobile însemnate.

Tuburile de beton armat sunt folosite la canalizări, la rețele de alimentare cu apă, la instalații hidrotehnice, pentru trecerea apelor sub terasamentele de șosele și căi ferate etc.

1. Tipuri de conducte

Conductele de beton armat au secțiuni rotunde, ovoidale, dreptunghiulare etc. Răspândirea cea mai mare au căpătat-o tuburile de beton armat cu secțiunea rotundă, deoarece, la acestea, nu apar momente încovoietoare sub acțiunea presiunii interioare sau exterioare uniforme.

Modul de armare al acestor tuburi depinde de faptul dacă acestea suportă presiuni exterioare sau interioare. In cazul unei încărcări exterioare, armătura se așează la suprafața interioară (fig. 427, *a*), iar în cazul presiunii interioare, la suprafața exterioară (fig. 427, *b*). La tuburile cu diametri mici, armătura se montează deobicei la mijlocul grosimii pereților. Tuburile cu diametri mai mari, care se găsesc sub acțiunea unor presiuni exterioare și interioare destul de mari, și care au o grosime mai mare de 8 cm, se armează dublu.

Barele de rezistență sunt cele inelare, iar barele de repartiție, cele longitudinale; la intersecții, barele se leagă între ele. Barele longitudinale se iau, deobicei, de un diametru ceva mai mic decât barele armăturii inelare. Inelele se înlocuesc, adeseori, printr'o spirală continuă. Se folosește în special armătură cu secțiune rotundă însă se întrebuințează și alte secțiuni.

Experiențele au arătat că, în tuburile rotunde de beton, asupra cărora acționează încărcări de sus (de exemplu presiunea umpluturii de pământ), rosturile se deschid în modul reprezentat în figura 428. Deaceea, cel mai corect este ca, în partea superioară și în cea inferioară a secțiunii tubului armătura simplă să fie montată la suprafața interioară; iar lateral, la suprafața exterioară.

Cea mai indicată este armătura dublă (fig. 429), care se execută pentru un sector de 1 m lungime, sub formă de carcasă sudată, formată din spirale (exterioare și interioare), bare longitudinale și bare scurte de demontaj. Acestea din urmă se montează numai la inelele marginale și la spirele dela mijlocul spiralei și anume, la intersecțiile acestora cu barele longitudinale, din două în două intersecții. Dacă tuburile au diametrul cuprins între 50 și 150 cm, diametrul barei spiralei se ia de 8—10 mm; iar pentru barele longitudinale și pentru barele de montaj, de 6 mm. Marca betonului se ia de cel puțin 170.

Tuburile de beton armat, cu diametrul până la 1,5 m și chiar până la 2 m, se execută la fabrică; iar în cazul dimensiunilor mai mari, la fața locului (în șanțuri sau în gropi de săpătură).

O atenție deosebită trebue dată tuburilor centrifugate, care sunt folosite, în U.R.S.S., pe o scară mare. Datorită compactității mari a pereților, care se obține în urma procesului de centrifugare, se realizează o capaci-

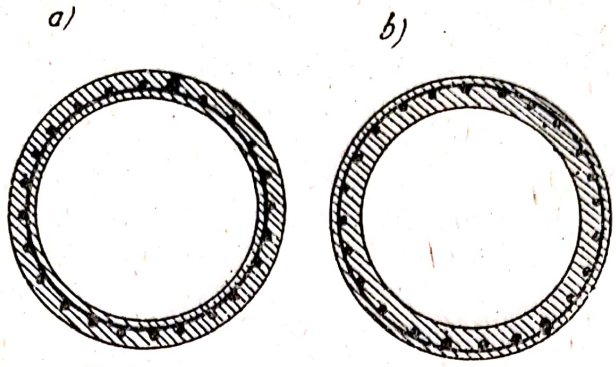


Fig. 427. Armarea conductelor:
a — în cazul încărcării exterioare;
b — în cazul încărcării interioare

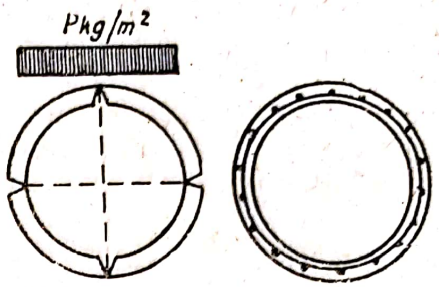
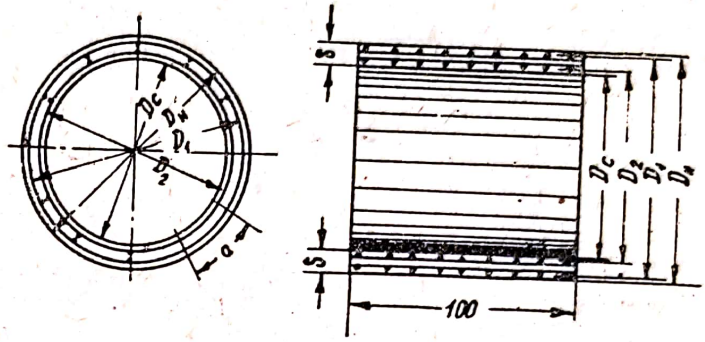


Fig. 428.



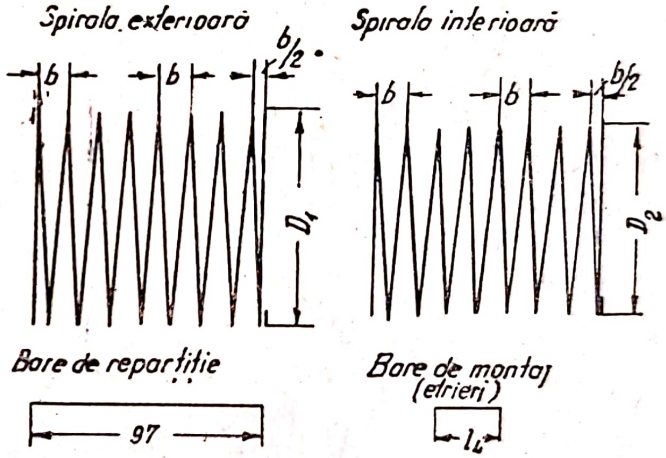


Fig. 429. Alcătuirea tubului cu armătură dublă

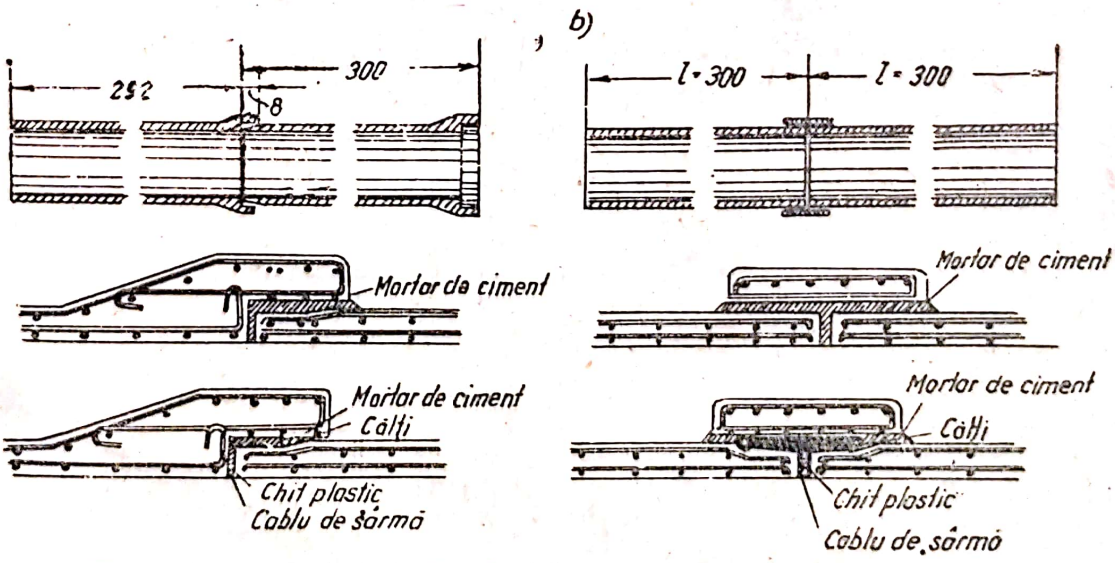


Fig. 430. Tipuri de îmbinări de tuburi: a — cu mufă; b — cu manșon

tate mare de rezistență a acestora, atât la acțiuni chimice și mecanice, cât și la o presiune ridicată, atât exterioară, cât și interioară. In plus, prin această metodă, se pot executa tuburi de lungime destul de mare (3 m și mai mult). Aceasta are drept consecință o reducere a numărului de îmbinări, în comparație cu tuburile obișnuite, de beton și de bazalt.

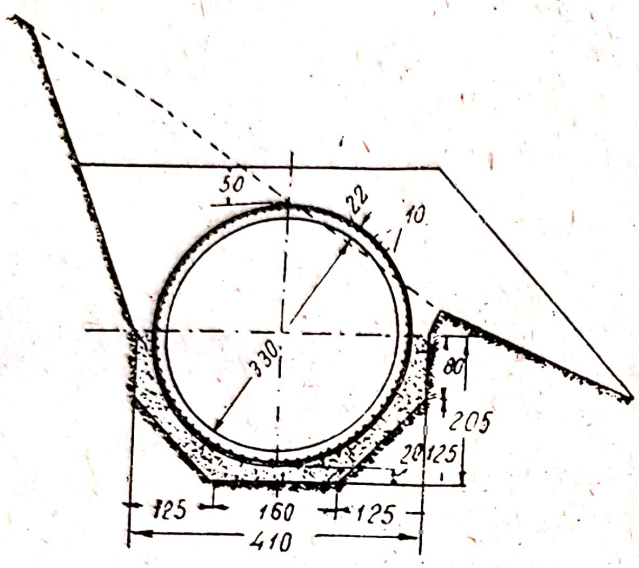


Fig. 431. Conductă așezată pe un pat de beton

In fabrici se execută următoarele tuburi centrifugate: tuburi de canalizare, cu diametrul interior dela 25 până la 80 cm și cu grosimea peretelui dela 3 până la 6 cm și tuburi pentru rețele de apă, cu diametrul dela 30 până la 100 cm, cu grosimea peretelui dela 4 până la 11 cm și lungimea de 3 m.

Se execută deasemenea conducte forțate, cu armătura preîntinsă, care admit o presiune până la 15 at (proba până la 50 at)[1]).

Tehnologia de fabricare a tuburilor rotunde de beton armat a atins, în prezent, o înaltă perfecțiune.

La montarea tuburilor trebue să se acorde cea mai mare atenție racordării lor, mai ales la tuburile cu presiune interioară.

Pentru tuburi cu diametri mici (până la 60 cm), îmbinarea cea mai bună se realizează folosindu-se îmbinări cu mufe, asemănătoare tuburilor de fontă și de bazalt (fig. 430, *a*).

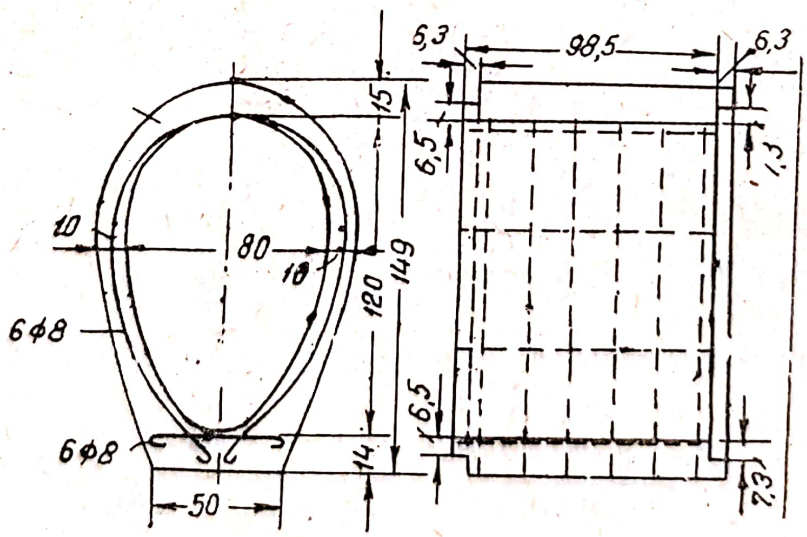


Fig. 432. Tub cu secțiune ovoidală

Pentru tuburile de diametri mai mari, sunt folosite manșoanele demontabile (fig. 420, *b*). Spațiul dintre tub și inel se umple cu asfalt sau cu mortar de ciment.

[1]) V. mai jos. capitolul XVI.

Confecționarea tuburilor la fața locului (de tip continuu, în șanțuri) se face prin turnarea betonului în cofraje interioare și exterioare, fiind foarte rațională utilizarea cofrajelor rulante (în special cele metalice). Uneori, tuburile cu secțiuni mari se execută pe un pat continuu, din beton slab, care se ridică până la înălțimea diametrului orizontal al tubului (fig. 431). Acest pat formează, în același timp, și tiparul exterior, pentru jumătatea inferioară a tubului.

Pentru a se evita formarea fisurilor, din cauza contracției și a variațiilor de temperatură în conductele lungi, monolite, acestea se împart în sectoare, cu lungimea de 50—80 m. După un anumit timp, spațiile dintre sectoare se închid cu inele și rosturile se umplu cu mortar.

La instalațiile de canalizare, se folosesc adeseori tuburi cu secțiunea transversală ovoidală (fig. 432), din cauza proprietăților lor hidraulice avantajoase. Raportul dintre înălțime și lumină este deobicei egal cu 3 : 2. Armătura de rezistență (transversală) este formată din bare cu diametrul de 8 mm, iar cea de repartiție, cu diametrul de 6 mm.

2. Calculul conductelor

In general, la calculul static al conductelor (cu diametri mari), pot fi luate în considerarea următoarele sarcini: a) greutatea proprie a tubului; b) greutatea apei din tub, considerată până la cheie; c) presiunea interioară a apei (de exemplu în conducte care trec pe sub un curs de apă); d) presiunea exterioară a apei; e) presiunea verticală a pământului și a sarcinilor mobile dela suprafața lui; f) împingerea orizontală a pământului.

In cazul unui teren slab (teren curgător), este necesar ca, pe lângă sarcina verticală, să se țină seamă și de presiunea laterală, care are o influență foarte defavorabilă asupra tuburilor de formă ovoidală. Mărimea presiunii orizontale se determină după teoria împingerii pământului; momentele obținute se adună cu momentele date de sarcina verticală. In acest caz, se recomandă ca, pe lângă o întărire corespunzătoare a pereților, tuburile să fie introduse într'un pat de beton până la înălțimea nașterilor bolții.

Sub influența presiunii interioare, efortul inelar de întindere din pereții tubului (v. § 76 punctul 2) este:

$$T = pr,$$

în care p este intensitatea presiunii;

r — raza interioară a tubului.

Dacă grosimea peretelui, este neînsemnată în raport cu diametrul, se poate considera că acest efort de întindere este uniform repartizat, pe toată secțiunea longitudinală a peretelui.

In cazul când nu există o presiune interioară, se obțin, în majoritatea cazurilor, un moment încovoietor și o compresiune axială, iar grosimea peretelui se determină pe baza coeficienților de siguranță dați.

Când există o presiune interioară, predomină deobicei efortul de întindere cu încovoiere. In acest caz, calculul se face ținând seamă de necesitatea de a se satisface două condiții, și anume: de rezistență și de etanșeitate.

Prima condiție se satisface prin calcularea secțiunii de beton armat după metoda obișnuită, adică prin transmiterea tuturor eforturilor de întindere a armăturii și fără a ține seamă de rezistența betonului la întindere. A doua condiție — asigurarea impermeabilității pereților — se obține mai ales prin folosirea unui beton cu o rezistență suficientă la întindere și cu o compactitate suficientă; la determinarea grosimii pereților, pentru a se evita formarea fisurilor, trebue să se țină seamă de conlucrarea armăturii cu betonul, la întindere.

Trebue să se mai remarce că, în cazul contracției longitudinale a conductei, din cauza frecării acesteia din urmă de pământ, se naște o rezistență egală cu greutatea tubului, înmulțită cu coeficientul de frecare între beton și pământ (care se ia, adeseori, egal cu unitatea). Această forță de întindere, egală cu zero, la capetele tronsonului de tub, crește, înspre mijlocul lui, până când atinge valoarea ei maximă. Pentru a prelua această forță, secțiunea armăturii longitudinale trebue să se mărească, pornind dela capetele tubului spre mijloc (de exemplu, în sectorul din mijloc, procentul de armare se ia de 0,4%, apoi de 0,3% și 0,2%.

§. 78. BUNCĂRE ȘI SILOZURI

Se numesc buncăre și silozuri construcțiile executate pentru depozitarea materialelor fără coeziune, uscate (cereale, ciment, cărbune, minereuri, var, nisip, piatră spartă etc.), a căror umplere se face de sus, iar descărcarea, dela partea inferioară.

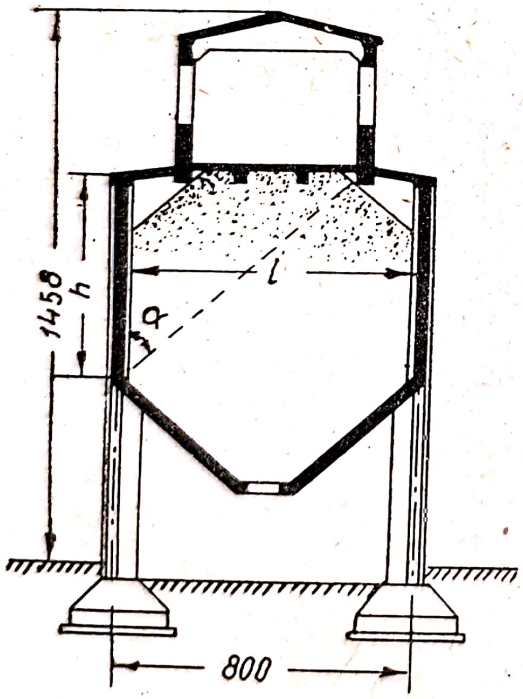


Fig. 433. Secțiune transversală printr'un buncăr

Buncărele au o adâncime mică, în raport cu dimensiunile lor din plan. Linia de alunecare în buncăre a prismei de material fără coeziune (fig. 433) nu intersectează deobicei, peretele opus, adică $h \operatorname{tg} \alpha < l$; practic, se consideră că buncărul este o cameră de depozitare, la care $h < 1{,}5\, l_{max}$.

Silozurile au, dimpotrivă, adâncimi mari, având o suprafață relativ redusă; la acestea, linia de alunecare intersectează totdeauna peretele opus, adică $h \operatorname{tg} \alpha > l$ ($h > 1{,}5\, l_{max}$).

După cum s'a stabilit, printr'o practică îndelungată, buncărele și, mai ales, silozurile de beton armat, sunt mai indicate și au multe avantaje față de cele de lemn, de metal sau de blocuri de piatră, atât în ce privește rezistența la foc și durabilitate, cât și în ce privește ușurința de executare. Deaceea, buncărele și silozurile se execută, de preferință, din beton armat.

Intrucât construcția și, mai ales, calculul buncărelor și al silozurilor diferă, în multe privințe, acestea se studiază separat.

1. Buncăre

a) *Modurile de alcătuire a buncărelor*

Buncărele au o largă întrebuințare în diferite industrii și sunt folosite, în special, la păstrarea cărbunilor; aceste buncăre se amenajează în casa

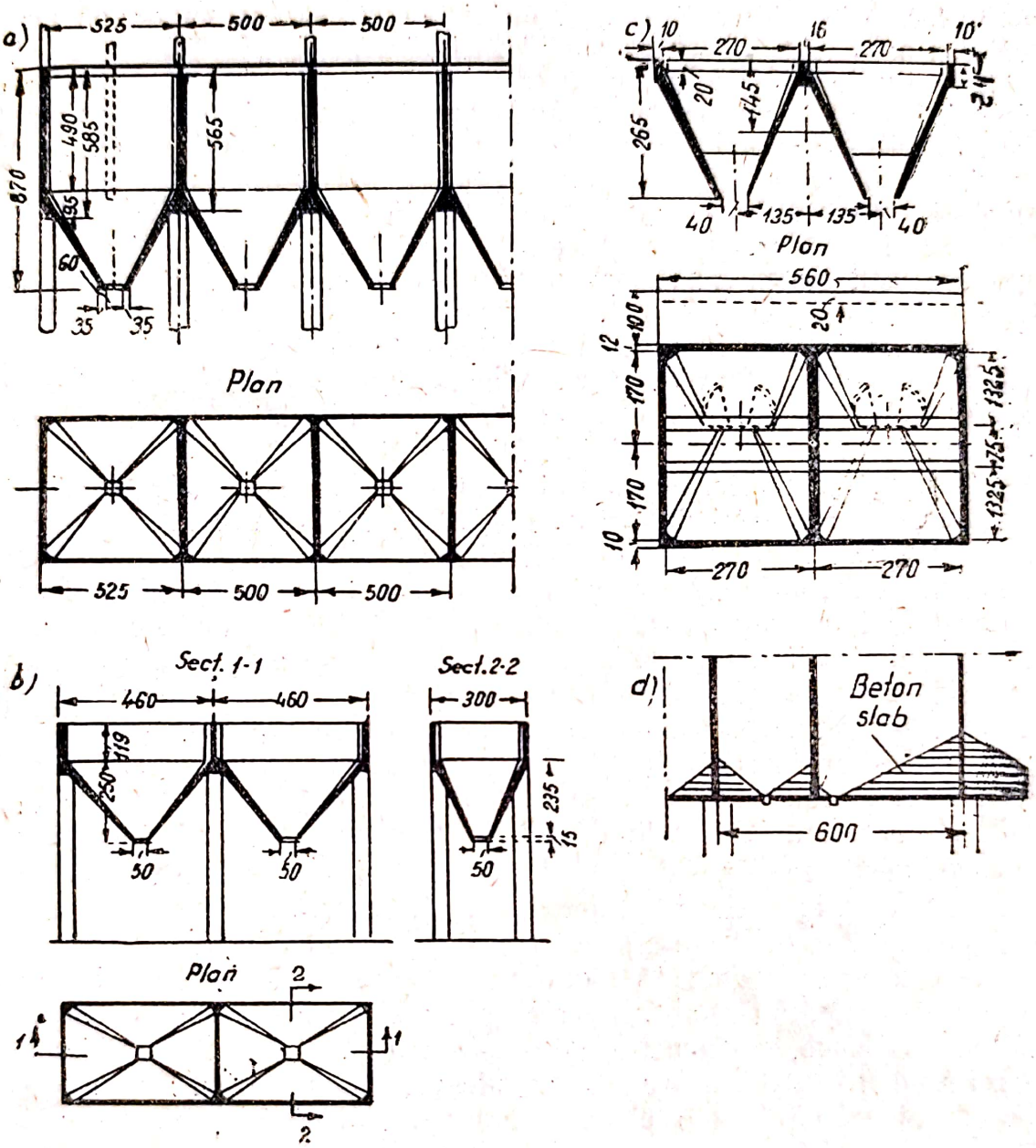


Fig. 434. Tipuri de buncăre.

a — cu celule cu secțiune pătrată; b — cu celule cu secțiunea dreptunghiulară; c — idem, fără pereți verticali; d — cu fund drept și cu umplutură din beton slab

cazanelor, în așa fel, încât cărbunii să poate fi furnizați direct în focarele cazanelor cu abur.

Buncărele sunt foarte variate (fig. 434), ca formă și alcătuire.

Forma lor depinde de proprietățile materialului depozitat în ele, de gabaritele clădirii și agregatelor, precum și de cerințe de ordin economic. De cele mai dese ori, buncărele au în plan forma pătrată (fig. 434, *a*) sau

dreptunghiulară (fig. 434, *b*). Adesea se proiectează buncăre alcătuite din mai multe celule. Buncărele sunt încastrate în stâlpi, așezați la colțuri, sau se suspendă de grinzile planșeelor. Pentru evacuarea materialelor care se păstrează în ele, fundul buncărului se execută cu pereții înclinați, sub formă de pâlnie. Unghiul de înclinare a pereților trebue să fie cu 5% mai mare decât unghiul taluzului natural al materialului, pentru a se asigura golirea buncărelor, prin cădere liberă. Pereții înclinați se construesc cu grosimi variabile, uneori însă și cu grosime constantă, pe toată înălțimea peretelui.

La colțurile pâlniei, la partea exterioară, se execută vute. De cele mai dese ori, buncărele au pereții verticali, la partea superioară, și înclinați, la partea inferioară; există și buncăre cu pereții exclusiv înclinați (fig. 434, *c*). Uneori, buncărele se execută cu fundul orizontal, iar planurile înclinate se realizează prin executarea unei umpluturi din beton slab (fig. 434, *d*). Se întâlnesc și buncăre cilindrice, cu pâlnie conică sau sferică. Totuși, cele mai economice sunt buncărele cu secțiunea pătrată, prevăzute cu pâlnii piramidale, simetrice.

Pereții înclinați ai fundului se armează în mod asemănător cu plăcile rezemate pe contur; armătura de rezistență se așează pe două direcții, verticală și orizontală. In figura 435, este reprezentat un exemplu de armare a unui buncăr dreptunghiular. Diametrul armăturii de rezistență este de 8—16 mm, iar a celei de montaj, de 6—10 mm. La colțurile pâlniei, se așează adesea bare cu diametrul de 19—22 mm. Acestea sunt duse până la partea superioară a pereților verticali ai buncărelor și care, la partea inferioară, sunt înconjurate, în dreptul orificiului de evacuare cu etrieri din bare de același diametru, Atât pe direcția verticală, cât și pe cea orizontală, se montează bare drepte și bare ridicate, pentru a prelua momentele negative, la reazeme (la colțuri); ridicarea barelor se face la $^1/_5$ din deschidere. In apropierea orificiului de evacuare, barele ridicate orizontale sunt înlocuite prin bare drepte; din partea interioară, în vute, se montează bare suplimentare. Barele orizontale se introduc în pereții adiacenți, pe $^1/_4$ din deschiderea acestora. Celelalte detalii de armare rezultă din desen.

Pereții verticali (fig. 435, *b*), atunci când au o înălțime redusă, se armează cu bare orizontale de rezistență, cu bare orizontale și cu bare verticale drepte. Barele orizontale de rezistență se montează la locul de racordare a peretelui vertical cu cel înclinat; barele verticale lucrează la eforturi unitare principale, în mod asemănător cu etrierii; iar barele orizontale drepte, se montează, constructiv, la 20—30 cm, pe înălțime. Dacă înălțimea peretelui este mare, armătura se calculează, deasemenea, la încovoierea locală, considerând-o ca o placă armată, pe două direcții. La colțurile peretelui, ca și la pâlnie, se execută vute și se montează bare suplimentare de colț. Diametrul barelor este: al celor verticale, de 8—12 mm; al celor orizontale, de 5—8 mm, dacă sunt bare de montaj și de 8—12 mm, dacă sunt bare de rezistență.

Când pereții verticali ai buncărului sunt în același timp grinzile cadrului, aceștia se armează ca o grindă obișnuită de cadru, cu singura deosebire că se montează călăreți întorși, iar etrierii se așează mai deși.

Orificiile de scurgere ale buncărelor se execută în proiecție orizontală, de cele mai dese ori, pătrate sau dreptunghiulare; ele pot fi însă și rotunde. Armarea lor constă din bare închise, dreptunghiulare (sau rotunde),

Scanned with OKEN Scanner

care se așează pe conturul orificiului, și din etrieri, așezați pe perimetrul acestuia (fig. 435, *c*). Rolul etrierilor poate fi îndeplinit de capetele îndoite ale barelor din pereții înclinați. De una din barele închise (cea mai groasă) se agață, prin ciocuri, barele de carcasă, dela colțuri.

Buncărele destinate pentru calcar, clincher și alte materiale, care uzează foarte mult pereții, din cauza frecării, sunt prevăzute cu un strat de protecție, din plăci de oțel sau din grinzi de lemn.

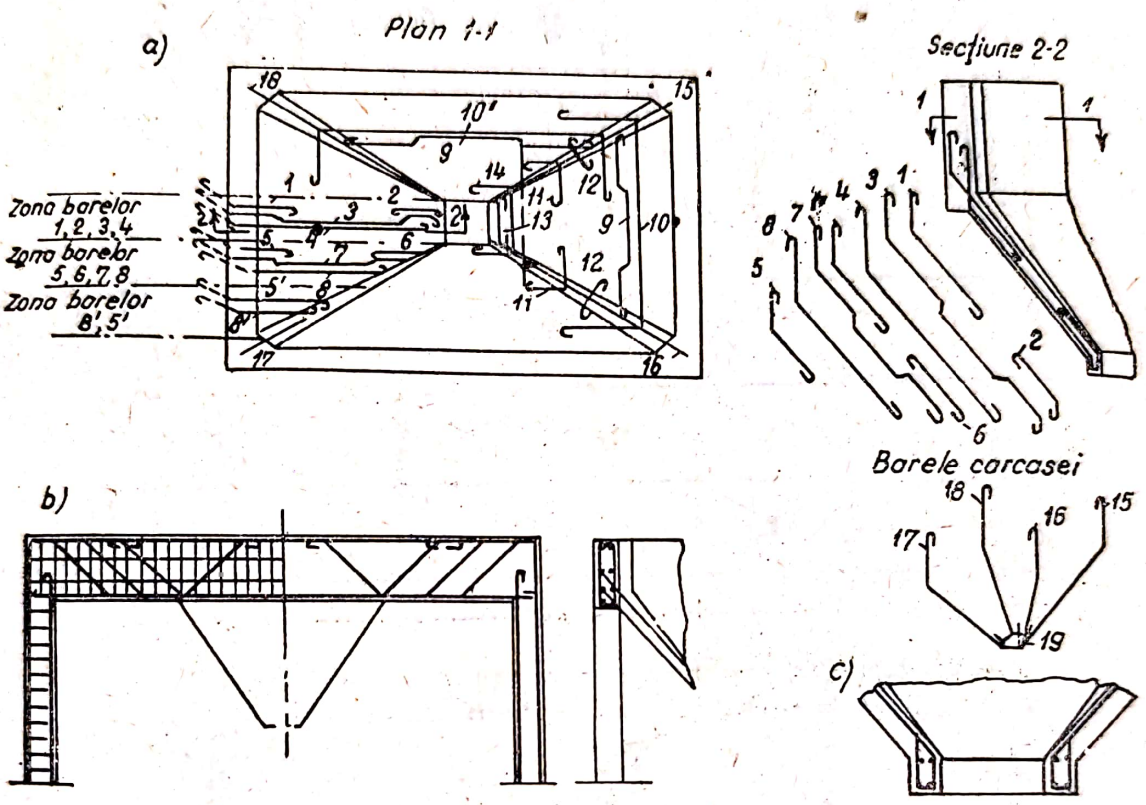


Fig. 435. Armarea buncărului:
a — pereți înclinați; b — peretele vertical; c — detaliile gurii de scurgere

In figura 436, *a* sunt date: vederea în plan și secțiunea unui buncăr, cu capacitate mare (4000 m³) pentru camera cazanelor.

Buncărul, cu lungimea totală de 60,1 m și o înălțime de 10,0 m, este împărțit în patru compartimente duble, cu înălțimea de 9,6 m. La capete (frontal), buncărul este așezat pe cadre cu doi stâlpi, iar în punctele intermediare dintre cazane, pe cadre duble (cu patru stâlpi).

Intre reazeme sunt dispuse celulele buncărului, fiecare cu lungimea de 15,10 m și cu deschiderea liberă de circa 13 m.

Caracteristică, pentru alcătuirea și calculul unui astfel de buncăr, este întrebuințarea procedeului plăcilor în linie frântă.

Pentru a putea amplasa, deasupra celulelor, liniile de încărcare, și pentru preluarea forțelor orizontale, pereții longitudinali sunt legați, la partea superioară printr'o grindă transversală, iar partea superioară a peretelui dela mijloc este întărită printr'o îngroșare. Avantajul suprafețelor netede din interiorul buncărului constă în absența colțurilor și a nervurilor,

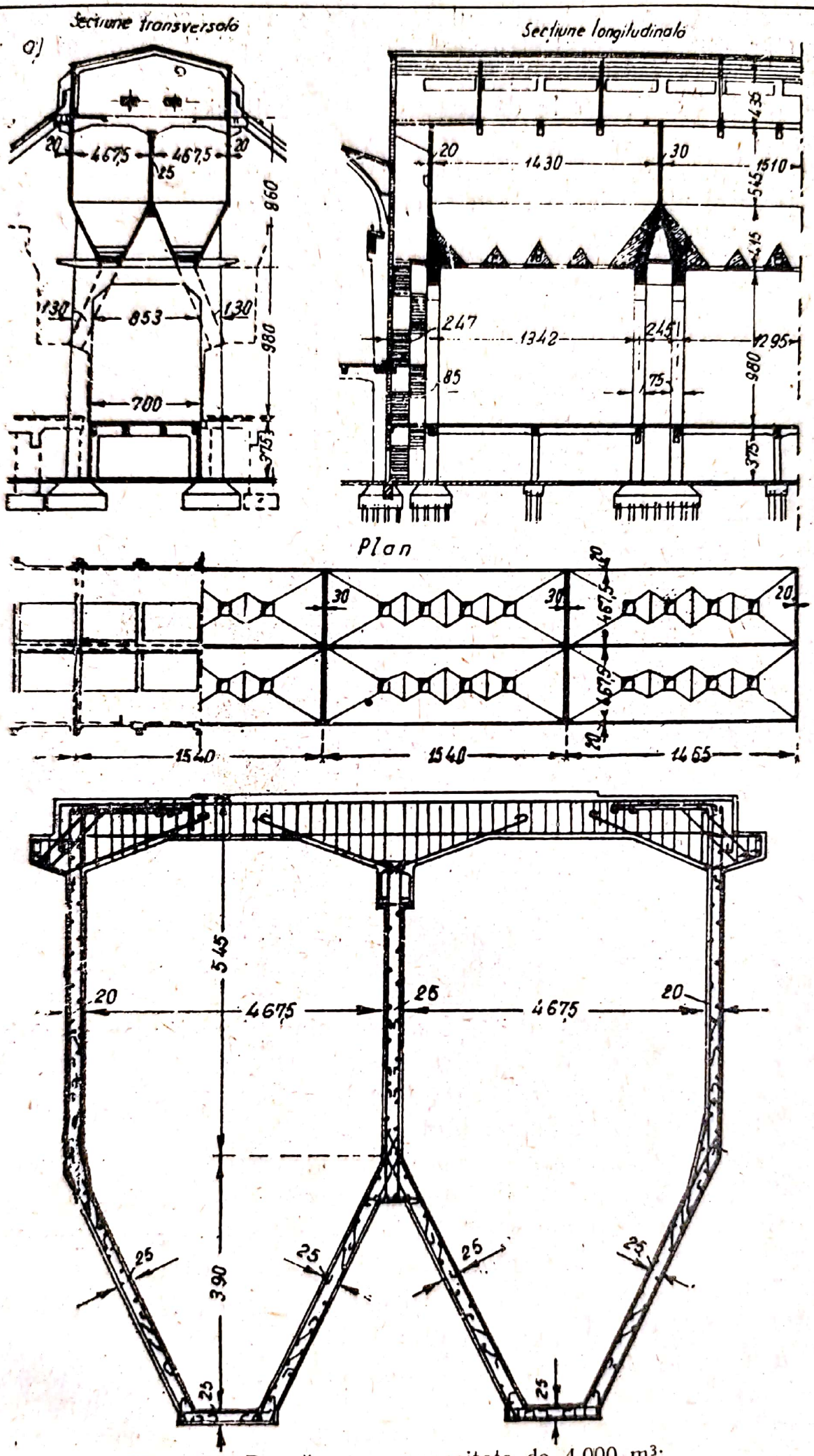


Fig. 436. Buncăr cu o capacitate de 4 000 m³:
a — vederea în plan și secțiuni; b — armarea

Scanned with OKEN Scanner

care contribue la formarea bolțișoarelor din materialele depozitate și care măresc frecarea. In figura 436, *b* este reprezentată armarea pereților și a fundului buncărului.

b) *Calculul buncărelor*

Pentru determinarea presiunii laterale asupra pereților și fundului buncărelor, se permite, din cauza adâncimii lor reduse, să se neglijeze frecarea materialului de pereți și să se folosească teoria împingerii pământului. In cazul de față, această teorie corespunde realității, mai mult chiar decât în cazul pământului, unde împingerea depinde, de fapt, de metoda de executare a umpluturii și de uniformitatea de îndesare a pământului.

Presiunea orizontală, într'un punct oarecare al buncărului, la adâncimea h, se poate lua egală cu:

$$p_0 = \gamma h \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (484)$$

iar presiunea verticală, în același punct:

$$p_v = \gamma h; \qquad (485)$$

în formule γ este greutatea specifică aparentă a materialului încărcat;
φ — unghiul taluzului natural.

Cunoscând mărimea presiunii pe două planuri perpendiculare unul pe altul, se poate determina presiunea și pe un plan înclinat oarecare, care

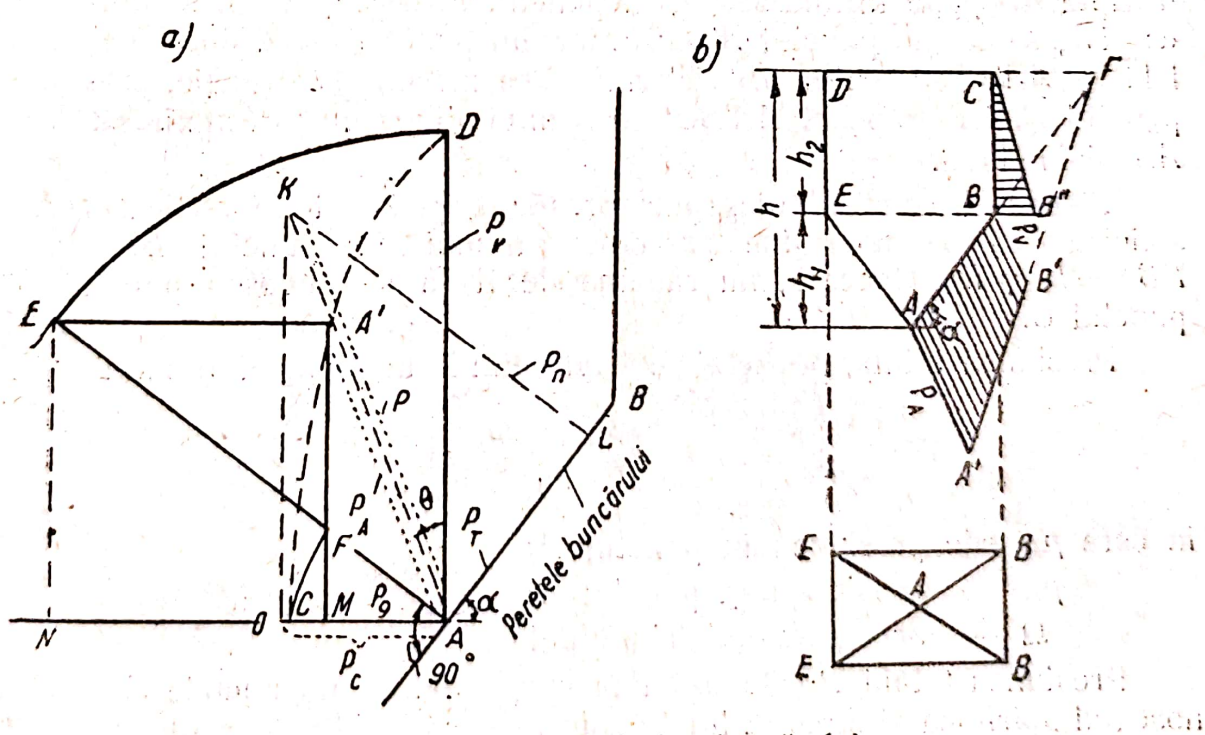


Fig. 437. Schema de calcul a buncărului:
a — construirea elipsei eforturilor unitare; b — diagrama presiunii pe pereți

trece prin punctul considerat, sub un unghi φ față de orizontală. Această presiune se poate determina grafic sau analitic. Metoda grafică constă în următoarele:

După cum se știe din teoria materialelor necoezive, presiunea în orice punct, urmează legea elipsei eforturilor unitare; razele vectoare ale acesteia reprezintă, ca mărime și direcție, eforturile care acționează asupra diferitelor suprafețe elementare, care trec prin punctul dat. In acest caz, semiaxele principale ale acestei elipse dau valorile eforturilor unitare în planul orizontal și vertical, adică p_0 și p_v.

Calculând $p_v = \gamma h$ și $p_0 = k_0 p_v$,

în care

$$k_0 = \frac{p_o}{p_v} = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right),$$

se construește, în punctul A al peretelui buncărului (fig. 437, *a*) axele principale ale elipsei $AD = p_v$ și $AC = p_0$. Se duce dreapta AE perpendicular pe direcția peretelui și se trasează din centrul A, arcuri de cerc cu raza AD și AC. Din punctele E și F, de intersecție a circumferințelor cu perpendiculara, se duc drepte paralele cu AC și AD, până la intersecția lor în punctul A'. Acesta din urmă este un punct al elipsei $CA'D$, iar raza vectoare AA' reprezintă, ca mărime și direcție, presiunea în punctul A.

Intrucât presiunea variază liniar, pentru construirea diagramei presiunilor, pe oricare dintre pereții buncărului, este suficient să se determine presiunea în două puncte, deobicei cele marginale. După găsirea presiunii (ca mărime și direcție) în punctul A al fundului buncărului (fig. 437, *b*), presiunea în punctul B se găsește printr'o construcție simplă: prelungind dreapta AB până la intersecția, în punctul F, cu suprafața încărcăturii necoezive, se unește punctul A' cu F, iar din punctul B, se duce o linie paralelă cu AA'. Segmentul BB' determină, ca mărime și direcție, presiunea în punctul B, iar trapezul $AA'BB'$ reprezintă diagrama presiunii pe peretele AA al fundului.

Pentru a construi diagrama presiunii pe peretele vertical BC, este suficient să se determine presiunea numai în punctul B, egală cu $BB'' = k_0 \gamma h_2$. Deaceea, nu rămâne decât să se unească punctul B'' cu punctul C.

Presiunea totală, pe peretele triunghiular înclinat, al fundului, este:

$$P = \frac{p_A + 2p_B}{3}\Omega$$

în care p_A este presiunea în punctul A;

p_B — presiunea în punctul B;

Ω — aria peretelui triunghiular.

Presiunea totală P este paralelă cu presiunea în punctele A și B. Cunoscând mărimea și direcția lui P, este ușor să se obțină grafic (fig. 437, *a*) componentele sale: P_n — normală și P_t — tangențială. Admițând că presiunea normală, pe perete, se repartizează uniform, rezultă:

$$p_n = \frac{P_n}{\Omega}, \qquad (486)$$

Incărcarea liniară care solicită peretele la întindere este:

$$p_t = \frac{P_t}{s}, \tag{487}$$

unde s este lungimea laturii BB.

Proiectând pe orizontală rezultanta P, se obține componenta P_a, care întinde pereții adiacenți ai fundului.

Incărcarea pe metrul liniar, care întinde pereții adiacenți, este:

$$p_a = \frac{P_a}{2h_1}. \tag{488}$$

Pe aceeași cale, se pot determina presiunile, în cazul unui perete trapezoidal sau dreptunghiular.

Presiunile p_n, p_t și p_a pot fi determinate și analitic[1]).

Din triunghiul AKL, reprezentat în figura 437, *a*, avem:

$$P_n = \sin(90° - \alpha + \theta) = P\cos(\alpha - \theta) = P(\cos\alpha\cos\theta + \sin\alpha\sin\theta);$$

$$P_t = P\cos(90° - \alpha + \theta) = P\sin(\alpha - \theta) = P(\sin\alpha\cos\theta - \cos\alpha\sin\theta).$$

Din triunghiul AKO, avem

$$P_a = P\cos(90° - \theta) = P\sin\theta.$$

Intrucât

$$\operatorname{tg} = \frac{AM}{MA'} = \frac{AF\cos(90° - \alpha)}{AE\sin(90° - \alpha)} = \frac{p_0\sin\alpha}{p_v\cos\alpha} = \frac{p_0}{p_v}\operatorname{tg}\alpha,$$

atunci

$$\cos\theta = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2\theta}} = \frac{p_v\cos\alpha}{\sqrt{p_v^2\cos^2\alpha + p_0^2\sin^2\alpha}};$$

$$\sin\theta = \frac{\operatorname{tg}^2\theta}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2\theta}} = \frac{p_0\sin\alpha}{\sqrt{p_v^2\cos^2\alpha + p_0^2\sin^2\alpha}}.$$

Substituind aceste valori în formulele de mai sus, se obține:

$$P_n = \frac{P(p_v\cos^2\alpha + p_0\sin^2\alpha)}{\sqrt{p_v^2\cos^2\alpha + p_0^2\sin^2\alpha}};$$

$$P_t = \frac{P(p_v - p_0)\sin\alpha\cos\alpha}{\sqrt{p_v^2\cos^2\alpha + p_0^2\sin^2\alpha}};$$

$$P_a = \frac{Pp_0\cdot\sin\alpha}{\sqrt{p_v^2\cos^2\alpha + p_0^2\sin^2\alpha}}.$$

[1]) *V. F. Miciurin:* Buncăre, Promstroiproect, Ghidul proiectantului. vol. IV, ONTI. 1935, pag. 475—477.

Ţinând seamă de faptul că $k_0 = \frac{p_0}{p_v}$, $p_v = \gamma h$ şi $p_0 = k_0 \gamma h$ şi introducând notaţia $\xi = \frac{3h_2}{h_1}$ se obţine, — după ce se efectuează toate operaţiile — formulele finale pentru:

$$p_n = \frac{P_n}{\Omega},\ p_t = \frac{P_t}{s} \text{ şi } p_a = \frac{P_a}{2h_1}.$$

Pentru buncărul cu pereţi verticali BC (fig. 438):

a) *Peretele trapezoidal:*

$$p_n = \frac{\gamma h_1 (\cos^2\alpha + k_0 \sin^2\alpha)}{3 (S_A + S_B)} [S_A (2+\xi) + S_B (1+\xi)] \text{ t/m}^2; \quad (486')$$

$$p_t = \frac{\gamma h_1^2 (1-k_0) \cos\alpha}{6 S_B} [S_A (2+\xi) + S_B (1+\xi)] \text{ t/m}; \quad (487')$$

$$p_a = \frac{k_0 \gamma h_1}{12} [S_A (2+\xi) + S_B (1+\xi)] \text{ t/m}. \quad (488')$$

b) *Peretele triunghiular* ($S_A = 0$):

$$p_n = \frac{\gamma h_1 (\cos^2\alpha + k_0 \sin^2\alpha)}{3} (1+\xi); \quad (486'')$$

$$p_t = \frac{\gamma h_1^2 (1-k_0) \cos\alpha}{6} (1+\xi); \quad (487'')$$

$$p_a = \frac{k_0 \gamma h_1 S_B}{12} (1+\xi). \quad (488'')$$

Când S_A este mic, peretele trapezoidal poate fi înlocuit cu un perete triunghiular cu înălţimea h_1, egală cu înălţimea triunghiului, care se obţine prin prelungirea laturilor neparalele ale trapezului.

c) *Peretele dreptunghiular* ($S_A = S_B$):

$$p_n = \frac{\gamma h_1 (\cos^2\alpha + k_0 \sin^2\alpha)}{6} (3+2\xi); \quad (486''')$$

$$p_t = \frac{\gamma h_1^2 (1-k_0) \cos\alpha}{6} (3+2\xi); \quad (487''')$$

$$p_a = \frac{k_0 \gamma h_1 S_B}{12} (3+2\xi) \quad (488''')$$

Dacă buncărul nu are pereţi verticali, în formulele date se pune $k_2 = 0$ şi $\xi = 0$. Peretele vertical al buncărului ($\alpha = 90°$) poate fi considerat un caz particular al unui perete dreptunghiular înclinat şi formulele capătă forma:

$$p_n = \frac{\gamma h_2 k_0}{2}; \quad (486^{IV})$$

$$p_t = 0; \quad (487^{IV})$$

$$p_a = \frac{k_0 \gamma h_2 S_B}{4}. \quad (488^{IV})$$

La încărcările calculate trebue să se mai adauge greutatea peretelui g (pe unitatea de suprafață), care se descompune, deasemenea, în următoarele componente: normală g_n și tangențială g_t.

Pentru peretele trapezoidal, rezultă:

$$g_n = g \cos \alpha;$$

$$g_t = 0{,}5\, h_1 g \left(1 + \frac{S_A}{S_B}\right). \qquad (489)$$

Pentru peretele triunghiular rezultă:

$$g_n = g \cos \alpha;\ g_t = 0{,}5\, h_1 g. \qquad (489')$$

Pentru peretele dreptunghiular rezultă:

$$g_n = g \cos \alpha;\ g_t = h_1 g. \qquad (489'')$$

Determinând grafic sau analitic presiunea pentru toți pereții care formează buncărul, se trece la calculul propriu zis al pereților și al fundului.

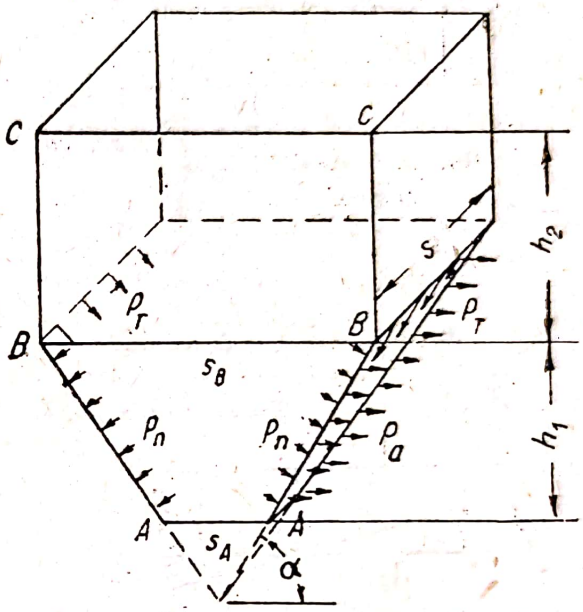


Fig. 438. Schema eforturilor în buncărul cu perete vertical.

Pentru calculul buncărelor care reprezintă o construcție în spațiu (cutie), nu există, încă, o metodă exactă practic acceptabilă și, deobicei, se folosesc metode aproximative. Acestea din urmă se deosebesc între ele în ceeace privește forma buncărului și raportul dintre dimensiunile laturilor diferitelor plăci care formează buncărul; atunci când raportul dintre laturi este mai mic decât 2, trebue să se țină seamă că plăcile lucrează pe 2 direcții.

Buncărele izolate se pot calcula pe direcția orizontală, fiind considerate cadre închise sau plăci continue desfășurate. In ultimul caz, plăcile triunghiulare și trapezoidale se înlocuesc, în calcul, cu plăci echivalente dreptunghiulare (fig. 439, *a*).

Pentru a se reduce placa triunghiulară la una dreptunghiulară (fig. 439, *b*), se duce prin centrul de greutate al triunghiului, o dreaptă paralelă cu baza; segmentul tăiat între celelalte două laturi ale triunghiului se consideră ca lățime a plăcii, iar ca înălțime se ia diferența dintre înălțimea triunghiului și segmentul $S/6$, adică:

$$l_1 = l - \frac{S}{6}. \qquad (490)$$

In cazul reducerii unui perete trapezoidal, la un perete dreptunghiular (fig. 439, *c*), se obține:

$$\left.\begin{aligned} s_1 &= \frac{2}{3}\,\frac{S_B^2 + 2S_B S_A}{S_B + S_A};\\ l_1 &= l - \frac{S_B\,(S_B - S_A)}{6\,(S_B + S_A)}. \end{aligned}\right\} \qquad (491)$$

Pentru a determina momentele dela reazeme din dreptul nervurilor orizontale ale buncărului, se consideră o placă cu 2 deschideri, una dintre deschideri fiind peretele vertical, iar cealaltă, peretele înclinat, redus la un dreptunghi.

Pentru a determina momentele în muchiile înclinate ale fundului, se consideră un cadru închis, având deschiderile egale cu dimensiunile pereților înclinați reduși la un dreptunghi.

După găsirea momentelor dela reazeme, momentele din câmp se determină pe cale obișnuită.

Pereții buncărului, formați din câteva celule dreptunghiulare se pot calcula ca niște cadre închise sau ca niște grinzi cu mai multe deschideri, supuse la acțiunea unei sarcini orizontale; în acest caz, momentele maxime din câmp se obțin încărcând celulele în șah.

In cazurile când raportul dintre laturile pereților verticali ai buncărului este mai mic decât 2, iar pereții fundului au o formă apropiată de cea a unui triunghi echilateral, pereții se calculează, mai simplu, fiind considerați ca plăci dreptunghiulare și triunghiulare încastrate, cu ajutorul tabelelor lui A. F. Smotrov. In acest caz, se procedează, în esență, la fel ca la calculul rezervoarelor dreptunghiulare, adică se determină din tabelele corespunzătoare valorile momentelor din câmp și din reazeme (vezi § 76, punctul 3). Dacă plăcile triunghiulare se deosebesc mult de plăcile triunghiulare echilaterale, acestea trebue reduse, inițial, la plăci dreptunghiulare.

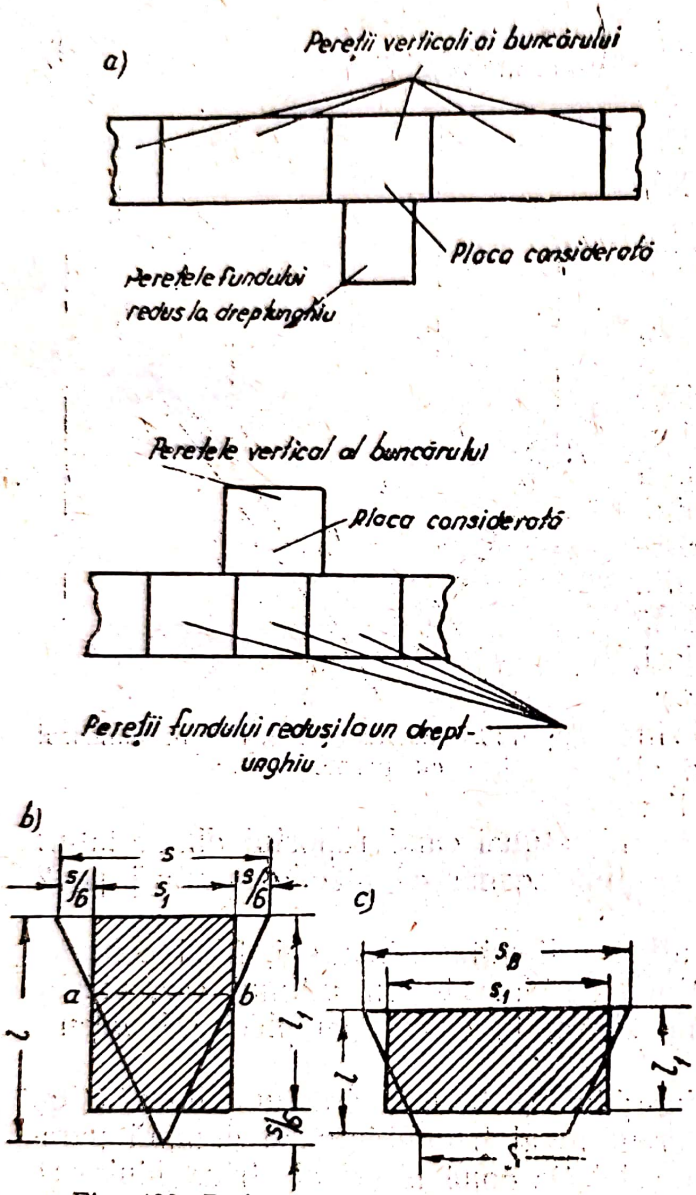


Fig. 439. Reducerea suprafețelor buncărului.
a — desfășurarea suprafeței; b și c — reducerea suprafeței triunghiulare și suprafeței trapezoidale a peretelui la o suprafață dreptunghiulară.

In afară de încovoiere, pereții buncărului sunt supuși și la întindere, atât pe direcție verticală, cât și pe direcție orizontală.

Pe direcție orizontală, eforturile de întindere pot fi determinate ca reacțiunile din reazeme. Pe direcția verticală, pereții sunt supuși la întindere prin greutatea conținutului din buncăr și greutatea fundului.

Scanned with OKEN Scanner

Determinându-se pentru fiecare perete al buncărului, valorile momentelor (din câmp și dela reazeme) pe două direcții și eforturile corespunzătoare de întindere, pe direcțiile orizontale și verticale, se face apoi calculul secțiunii pereților ca la elementele întinse excentric.

Toate eforturile de întindere rezultate din greutatea conținutului și a pâlniei trebue să fie preluate de armătura, care se montează în pereții verticali și în pereții fundului.

Institutul Promstroiproect din Leningrad a elaborat tabele pentru diferite cazuri de calcul al buncărelor, atât pentru determinarea eforturilor de calcul, cât și pentru calculul secțiunilor armăturii, în cazul întinderii excentrice.

Se menționează și aplicarea principiului plăcilor în linie frântă la calculul buncărelor.

Această metodă de calcul poate fi aplicată atunci când celulele buncărelor au, în plan, o formă alungită, iar pereții despărțitori transversali sunt verticali sau au o înclinare mică (fig. 436).

Pentru calculul unor astfel de buncare, se aplică metoda de calcul a acestor sisteme fără considerarea momentelor (§ 61, punct 2). In acest caz, calculul buncărului, în funcție de modul cum lucrează, se împarte în 2 părți: calculul pereților la încovoiere locală și calculul pereților în planul lor.

2. Silozuri

a) *Tipuri de silozuri*

Deobicei, mai multe celule sunt reunite într'o singură construcție, numită siloz (fig. 11).

In majoritatea cazurilor silozurile (celulele) au o secțiune circulară. Datorită proprietăților acestor secțiuni, de a lucra la întindere pură (făcând abstracție de momentele reduse din locul de contact dintre celule), consumul necesar de beton și de oțel este mai mic în comparație cu orice altă formă de siloz; în afară de aceasta, armarea lor este foarte simplă. Deasemenea spațiile formate între fiecare 4 celule, așa numitele „stele" se folosesc ca celule suplimentare.

Odată cu introducerea generală a cofrajelor alunecătoare (tipare mobile) a dispărut vechiul avantaj al celulelor pătrate și dreptunghiulare în ce privește executarea unui cofraj mai simplu (fix), deoarece executarea silozurilor prin această metodă depinde, în foarte mică măsură, de forma lor în plan. Totuși, în cazul când capacitatea celulelor este redusă, se folosește și secțiunea pătrată (până la 10 m²) în plan; în acest caz, grosimea pereților nu depășește grosimea minimă (15 cm) a pereților silozurilor rotunde.

Deasemenea, se întâlnesc secțiuni hexagonale și octogonale (fig. 440); în cel din urmă caz se obține și un anumit număr de celule pătrate cu o capacitate mai redusă; la celulele marginale, pereții exteriori se execută uneori boltiți. Aceste secțiuni sunt mai puțin avantajoase decât cele circulare, deoarece pe lângă eforturile de întindere sunt supuse la acțiunea unor momente încovoietoare destul de însemnate.

Cea mai simplă şi mai răspândită aşezare în plan, a silozurilor rotunde, în industrie, este aşezarea lor pe unul sau pe două rânduri (fig. 441, *a*); în acest caz, se realizează cea mai simplă mecanizare în ceeace priveşte încărcarea şi descărcarea materialului păstrat.

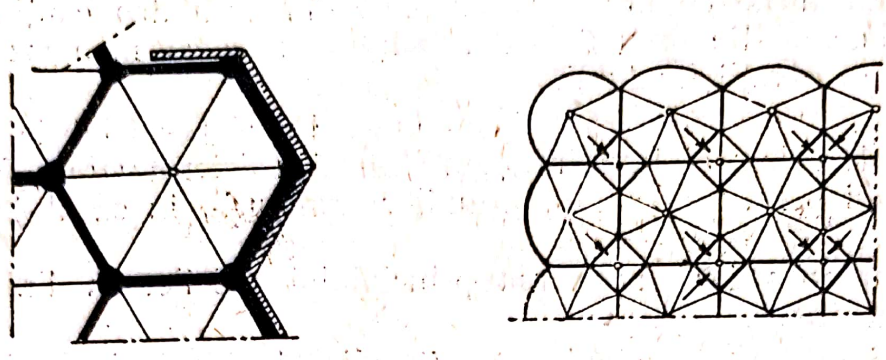


Fig. 440. Silozuri poligonale.

In cazul unor capacităţi mai mari (20 000—50 000 m³ şi mai mari), precum şi pentru o mai bună utilizare a suprafeţei terenului, se foloseşte aşezarea celulelor pe mai multe rânduri (fig. 441, *b, c, d*). In afară de

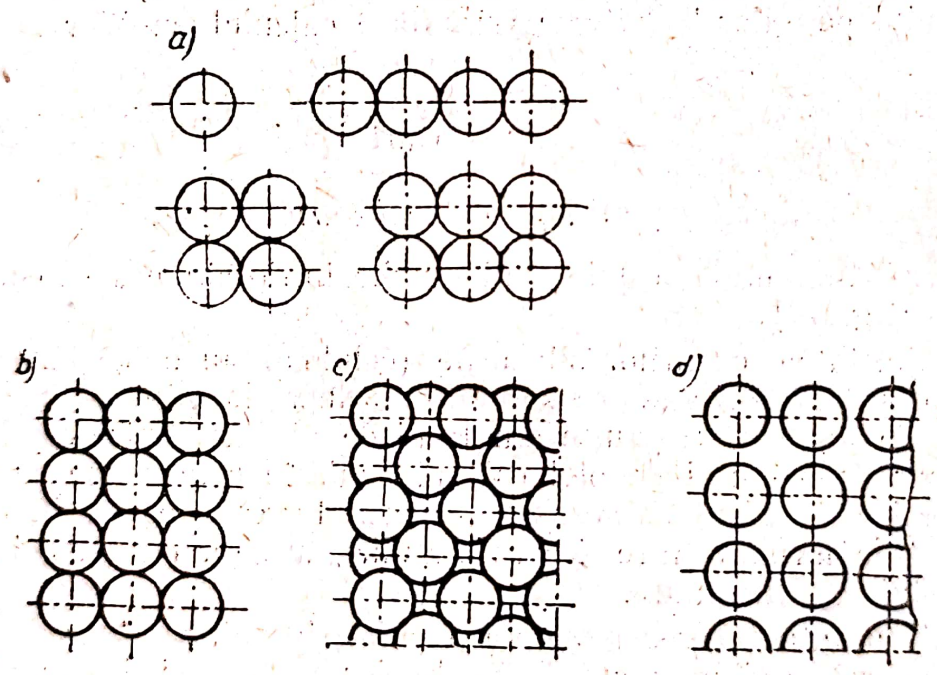


Fig. 441 Scheme de aşezare a celulelor la un siloz:
a — într'unul şi pe două rânduri; b — pe mai multe rânduri, obişnuit c — pe mai multe rânduri în şah; d — pe mai multe rânduri, cu intercalaţii liniare între celule.

aceasta se obţine un număr minim de celule exterioare, aflate în condiţii mult mai grele decât cele dela mijloc. In acest caz pentru aşezarea silozurilor sunt posibile două scheme de bază pe rânduri obişnuite (fig. 441, *b*) şi alternate (în şah) (fig. 441, *c*). Din punct de vedere economic, ambele scheme sunt oarecum echivalente; din punctul de vedere al exploatării trebue să se dea însă prioritate în unele cazuri aşezării în şah.

Există şi alte scheme de aşezare a celulelor rotunde cu intercalaţii lineare între celule (fig. 441); acestea sunt însă puţin folosite şi neraţionale în ce priveşte consumul de materiale.

Încărcarea silozurilor se face de sus prin metode mecanice și pneumatice. In cazul metodelor mecanice (fig. 442), materialul este adus la transportoare cu bandă sau cu melc, așezate în galeria de deasupra silozurilor, fiind încărcat astfel, în silozuri, prin intermediul pâlniilor. Când se folosește metoda pneumatică, masa pulverulentă este transportată prin conducte.

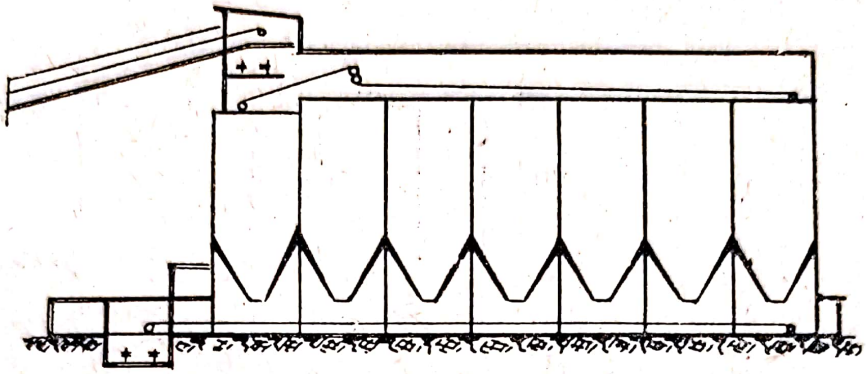


Fig. 442 Schema încărcării și descărcării silozurilor.

Descărcarea se face prin orificiile de descărcare (pâlnii) executate, deobicei, la fundul silozului. Sunt 3 sisteme de descărcare: curgerea liberă, curgerea pe cale mecanică sau curgerea pneumatică. In cazul primului sistem, materialul este încărcat în mijloacele de transport, pentru care se amenajează o galerie specială sau un etaj așezat sub silozuri.

Orificiile de evacuare ale silozurilor trebue executate centrice; în cazuri excepționale, orificiul de evacuare poate devia dela axă cu cel mult 1/6 din diametrul celulei.

Când descărcarea se face mecanice, dispozitivul de descărcat e prevăzut cu lanțuri, raclete sau melcuri. Descărcarea pneumatică se realizează folosindu-se diferite instalații (cu aer comprimat, cu vid sau prin metoda aerației).

Înălțimea silozurilor este condiționată de procesul tehnic și de rezistența terenului; pentru un teren de calitate mijlocie (2,5—3 kg/cm²) ea atinge 25—35 m.

Este avantajos ca silozurilor să li se dea înălțimea maximă, deoarece, în acest caz, dimensiunile în plan și, prin urmare, suprafața fundațiilor, a pâlniilor și a acoperișurilor va fi minimă.

Diametrul celulelor variază între 5 și 13 m, iar dimensiunile lor optime depind, în mare măsură, de proprietățile materialelor depozitate. Astfel, la materialele care curg ușor (de exemplu cerealele) și care nu au proprietatea de a se îndesa, diametrul optim este de 6 m; pentru oxidul de aluminiu (alumină), de 8 m; pentru ciment, de 8—10 m; pentru cărbune, de 10—13 m (când înălțimea este limitată); iar pentru depozitarea sodei calcinate chiar mai mare de 13 m.

Deobicei, deși lungimea silozurilor este destul de mare (până la 150 m) *nu se execută nici rosturi de tasare, nici rosturi de dilatație,* din cauza elasticității suficiente a silozurilor cu celule rotunde cu pereți subțiri pe direcție longitudinală și din cauza rigidității foarte mari, în spațiu, a acestora pe direcție verticală.

Se recomandă ca lungimea să fie de cel mult 80 m.

Fundurile silozurilor se execută în diferite feluri; alcătuirea lor este determinată de alegerea utilajului de descărcare și depinde, în mare măsură, de proprietățile materialului depozitat (fig. 443).

Astfel, pentru păstrarea cimentului poate fi utilizată cea mai simplă construcție, la care fundul este format dintr'o pardoseală obișnuită de ciment *(I)*. Descărcarea cimentului se face cu ajutorul unor lanțuri speciale sau pe cale pneumatică.

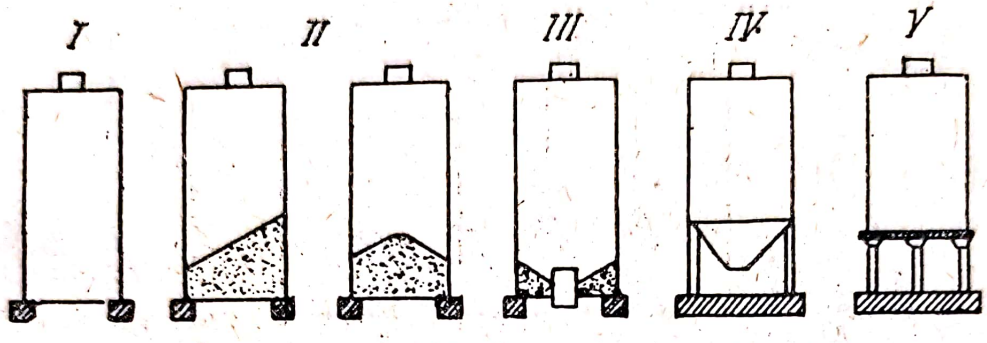


Fig 443. Scheme de celule de silozuri.

Construcția fundurilor este simplă și la silozurile pentru păstrarea nisipului, a pietrișului și a cărbunelui concasat *(II)*; fundul este suprainălțat, executându-se la o oarecare înălțime o umplutură, care să permită descărcarea silozului prin cădere liberă, prin orificiile laterale, direct în vagoane.

Pentru silozurile *I* și *II*, fundațiile se execută, deobicei, inelare.

La silozurile pentru păstrarea cerealelor (și a altor materiale fără coeziune), fundul poate fi construit în diferite feluri.

In cazul cel mai simplu, fundul poate fi format deasemenea, din umplutură *(III)* din nisip, sgură sau beton slab cu pante, acoperite la suprafață cu o placă de beton armat cu grosimea de 8—12 cm. La acest tip de fund se execută la mijlocul rândului de celule o galerie prin care trece banda transportoare sau transportoare speciale cu melc, care servesc la descărcarea silozului. In acest caz, fundația se execută sub peretele silozului inelar.

O răspândire mult mai mare au căpătat fundurile la care silozurile au subsoluri luminate. In acest caz, fundul în formă de pâlnie conică *(IV)* reazimă pe un perete cilindric de beton armat sau pe stâlpi.

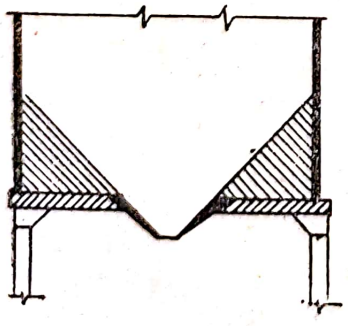


Fig. 443a. Fundul drept cu pâlnie suspendată.

Fundul poate fi executat în forma unui planșeu drept din beton armat *(V)*, care reazemă independent de pereții silozului, pe stâlpi. Numărul stâlpilor care susțin fundul variază în funcție de diametrul celulelor între 4 și 9. Pe placa fundului se execută o umplutură din beton slab (de sgură) pentru obținerea pantelor necesare, care apoi se drișcuește cu mortar de ciment.

Uneori, pentru a se micșora volumul de umplutură și a se mări capacitatea celulelor, placa dreaptă de beton armat trece la orificiul de evacuare într'o pâlnie de beton armat (fig. 443, *a*).

Din cauza dimensiunilor lor relativ mici, fundurile „stelelor" se execută în formă de plăci drepte de beton armat, rezemate pe pereții silozului; în cazul când placa are dimensiuni mari, ea se întărește prin nervuri. In cazul terenurilor de calitate mijlocie, fundațiile pentru clădirea silozului cu subsol luminat se execută, independent de tipul fundului, în formă de radier, cu grosime constantă.

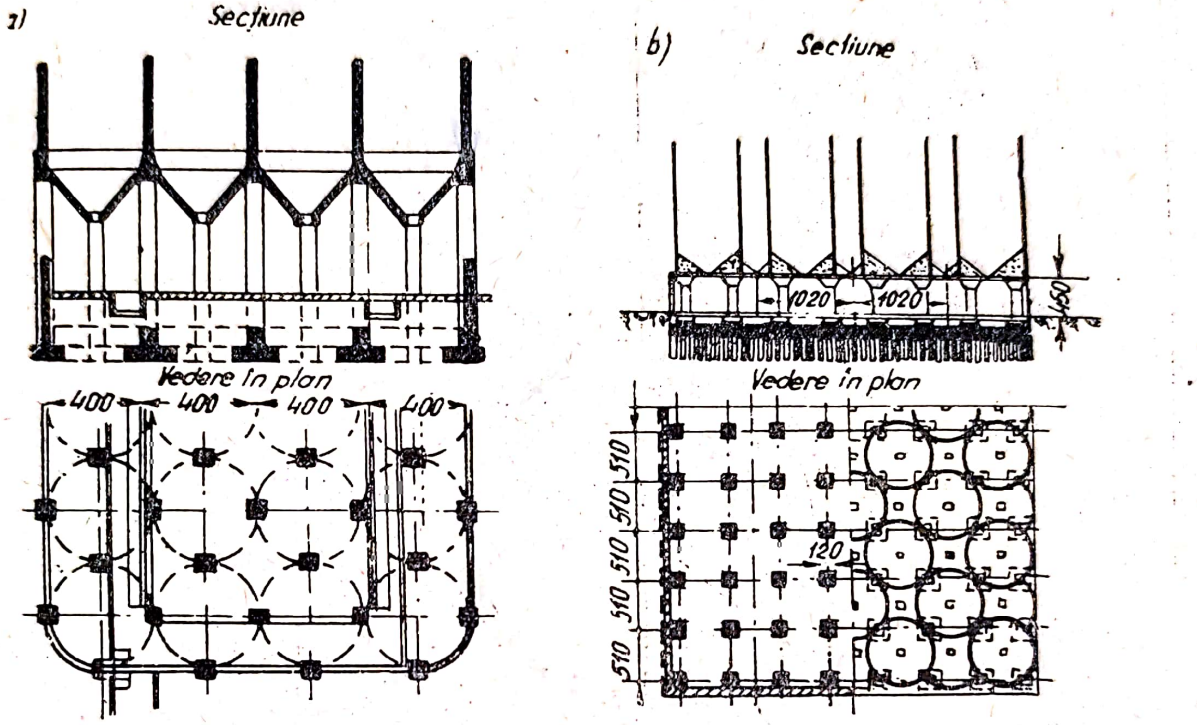


Fig. 444. Schemele subsolurilor de silozuri, în cazul când așezarea celulelor se face pe mai multe rânduri.

La silozurile cu celule așezate pe mai multe rânduri, fundurile celulelor pot fi executate în formă de pâlnii conice de beton armat, rezemate pe 4 stâlpi (silozurile din Taşchent, Nicolaev); ele pot fi executate mai simplu în forma de plăci de beton armat, prevăzute cu pâlnii, formate din umplutură de nisip sau din alt material (silozurile dela Mariupol, Cherson, Leningrad). In figura 444 se dau schemele subsolurilor silozurilor, la care celulele sunt așezate pe mai multe rânduri; schema din figura 444, *b* se caracterizează prin aceea că celulele și placa de sub celule reazemă pe stâlpi, iar stâlpii pe un radier.

In ceeace privește *executarea lucrărilor,* singura metodă rațională pentru executarea pereților subțiri și înalți (peste 10 m) ai celulelor este folosirea cofrajului alunecător. Prin această metodă se mecanizează și se reunesc operațiile cele mai complicate și de durată ale complexului de lucrări de beton armat — decofrarea, mutarea și instalarea cofrajelor — creindu-se toate condițiile pentru executarea construcției prin metode industriale rapide.

Folosirea acestei metode impune ca la proiectarea silozurilor să se respecte verticalitatea pereților și grosimea lor constantă pe toată înălțimea, și limitează grosimea lor minimă la 15 cm. Deasemenea este necesar să se tindă la o armare cât mai simplă. Lungimea barelor orizontale trebue

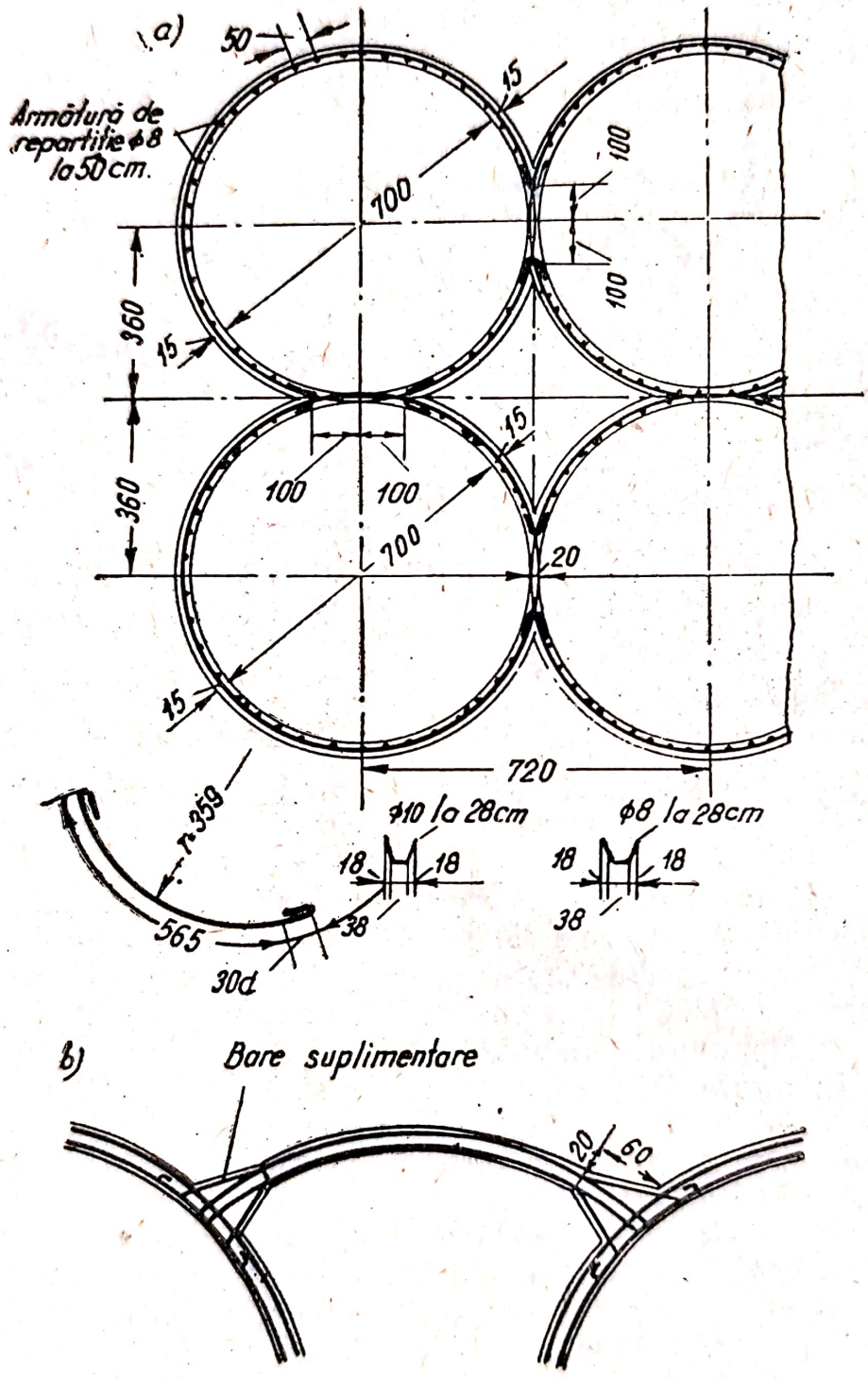


Fig. 445. Alcătuirea celulelor rotunde:
a — armarea celulelor; b — detaliu de armare a „stelelor" marginale.

să fie redusă, pentru a nu provoca dificultăţi la montarea lor; distanţa dintre rândurile orizontale de armătură nu trebue luată mare decât la 10 cm, stratul de acoperire nu trebue să fie mai subţire de 2,5 cm, pentru a se evita smulgerea armăturii în timpul când se mută cofrajul.

Celulele rotunde se prevăd pe cea mai mare parte din înălţime (până la 2/3 *H)* cu armătură dublă, iar mai sus, cu armătură simplă. Prin Instrucţiunile Institutului ŢNIPS cu privire la proiectarea silozurilor se recomandă ca, la armarea pereţilor celulelor exterioare şi interioare, acestea să se împartă pe înălţime în 4 sectoare potrivit datelor din tabela 44.

Tabela 44

Dimensiunile sectoarelor de armare a silozurilor

Înălţimea silozului, în m	Înălţimea sectoarelor, în m			
	Inferior	Al doilea	Al treilea	Superior
25	3,0	4,5	10	7,5
30	3,5	5,5	12	9,0

Sectorul superior se armează simplu, iar cele trei sectoare inferioare se armează dublu cu armătură inelară. In cazul aşezării în şah, celulele exterioare se armează dublu cu armătură inelară pe toată înălţimea.

Instrucţiunile Institutului Promzernoproect din 1951 recomandă să se împartă celula pe înălţime, astfel: a — în cazul aşezării pe un singur rând, în trei sectoare şi anume: cel inferior de 0,15 *H,* cel dela mijloc de 0,50 *H* şi cel superior de 0,35 *H* şi b — în cazul aşezării în şah, în cinci sectoare şi anume: cel inferior de 0,15 *H* cel de al doilea de 0,20 *H,* cel de al treilea (dela mijloc) de 0,30 *H,* al patrulea de 0,20 *H,* şi cel superior, de 0,15 *H.* In acest caz, pereţii celulelor interioare, ai sectoarelor inferioare şi superioare ale celulelor exterioare şi ai „stelelor" se armează simplu, iar celelalte sectoare ale pereţilor se armează dublu

In figura 445 este arătată armarea simplă a sectorului superior al unor celule rotunde, cu diametru de 7 m. Fiecare inel de armătură este format din patru bare. La colţurile „stelelor", la nivelul fiecărui rând de armătură inelară sunt aşezate bare suplimentare în formă de V, care asigură o legătură rigidă între celule învecinate.

Diametrul armăturii rotunde, inelare, calculate nu trebue să fie mai mare de 16 mm şi nici mai mic de 8 mm; distanţa dintre ele nu trebue să fie mai mare de 20 cm şi nici mai mică de 10 cm.

Afară de armătura inelară (orizontală), se montează armături verticale, de 10 mm diametru, la distanţe de 30—35 cm, în pereţii exteriori şi de 40—50 cm, la cei interiori.

In cazul armării inelare duble, se montează şi o armătură verticală dublă. In pereţii exteriori, armătura verticală este destinată şi pentru preluarea eforturilor unitare datorite variaţiilor de temperatură, în cazul unei încălziri neuniforme.

In cazul aşezării în şah a celulelor, pereţii exteriori ai „stelelor" marginale se armează, ca şi pereţii celulelor (împărţindu-se în sectoare). La contactul cu pereţii celulelor (fig. 445, *b*), arcele exterioare ale „stelelor" marginale sunt prevăzute cu vute de 60 × 20 cm. In vute, se montează

bare suplimentare, în număr egal cu numărul inelelor, iar diametrul barelor suplimentare se ia egal sau ceva mai mare decât diametrul armăturii inelare.

La pereţii exteriori ai „stelelor" marginale, barele principale ale armăturii inelare trebue să fie introduse în pereţii celulelor, până la inelele interioare. Barele suplimentare se duc, deasemenea, până la rândul interior de inele şi sunt prevăzute cu o porţiune dreaptă, de 25 cm lungime. Capetele barelor principale şi al celor suplimentare se termină prin ciocuri.

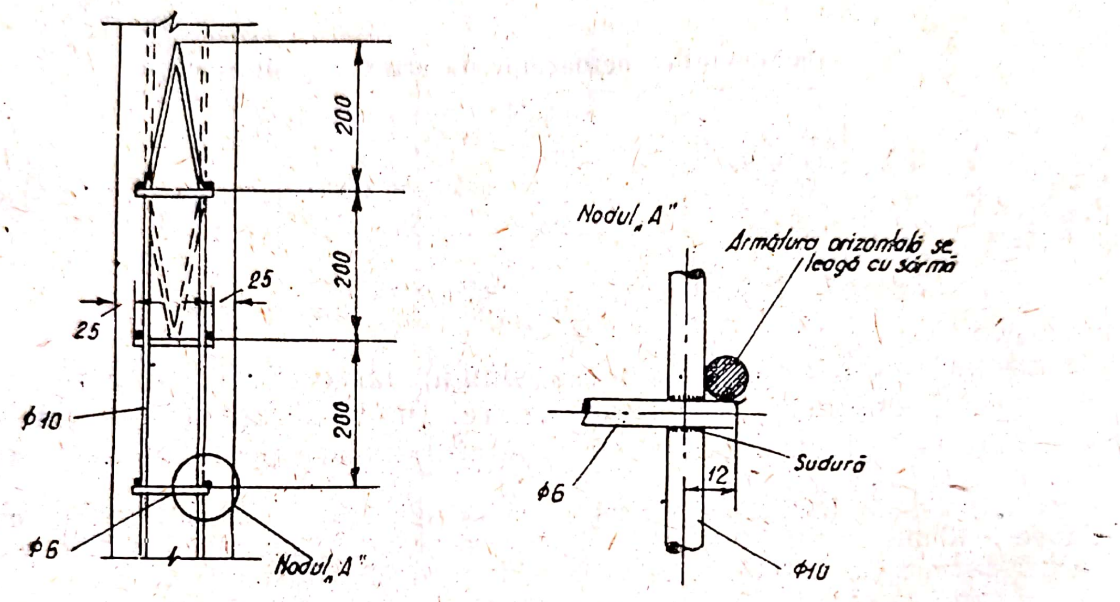


Fig. 446. Carcasele de armătură de control.

La armarea pereţilor celulelor, trebue să se aibă în vedere şi următoarele. Armătura va fi, de preferinţă, cea laminată la cald, cu profil periodic, răsucită sau turtită. Fiecare inel din astfel de armătură trebue să aibă cel mult 3—4 înnădiri; în fiecare secţiune verticală a celulei, se permite înnădirea a cel mult 25% din totalul de bare. Înnădirile armăturii inelare rotunde se fac prin suprapunere, cu o petrecere a capetelor pe o lungime de 40 diametri ai barei şi cu ciocuri la capete; în cazul armăturii cu profil periodic, suprapunerea se face pe o lungime de 60 diametri echivalenţi, fără ciocuri. Înnădirea armăturii verticale se realizează prin petrecerea pe o lungime de 40 diametri, fără a se executa ciocuri la capetele barelor.

Pentru a se asigura poziţia din proiect a armăturii inelare, se recomandă ca, la fiecare 2—3 m, pe o circumferinţă, să se pună în locul barelor verticale separate carcase verticale rigide, formate din două bare verticale, prevăzute cu bare transversale orizontale, sudate la ele (fig. 446). Distanţa dintre barele transversale se ia egală cu distanţa dintre inelele orizontale de armătură. Armătura inelară se montează pe barele transversale ale carcaselor şi se leagă de armătura verticală cu sârmă.

La executarea celulelor, pentru a se evita omisiuni accidentale ale armăturii inelare, lucrările trebue să fie astfel organizate, încât, în fie-

care stadiu de mișcare a cofrajelor să rămână nebetonat cel puțin un inel, adică fiecare inel de armătură trebue să fie montat înainte ca inelul care se găsește imediat mai jos, să fie acoperit cu beton.

Betonul pentru pereții celulelor va avea marca cel puțin 140, iar pentru celule cu un diametru mai mare de 9 m, marca 170.

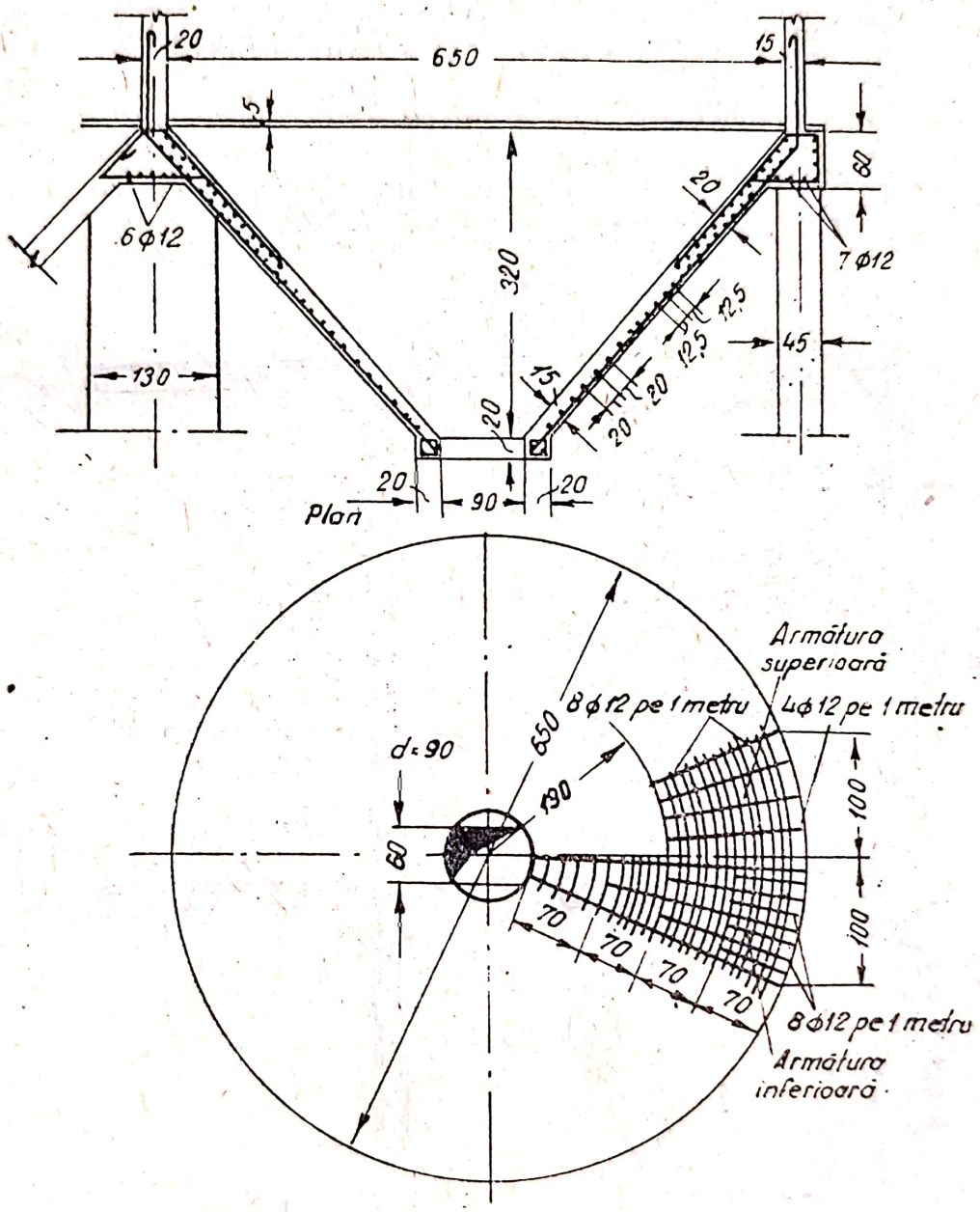


Fig. 447. Armarea pâlniei rotunde

Pâlnia de beton armat așezată pe stâlpi (fig. 447) are pereți cu grosime variabilă și se armează cu bare orizontale și cu bare drepte, așezate după generatoare. La partea superioară, se prevede o înțărire, sub formă de inel, pentru preluarea eforturilor de compresiune, precum și a momentelor încovoietoare și de torsiune, care se nasc atunci când inelele reazemă în puncte separate.

La celulele pătrate, atunci când se folosesc cofraje alunecătoare, grosimea pereților se ia constantă și se folosește armarea simplă (fig. 448). Aici, stâlpii cu secțiune pătrată, așezați la intersecția pereților, sunt întorși, față de axul principal al clădirii, cu 45°. Lipsa vutelor se compen-

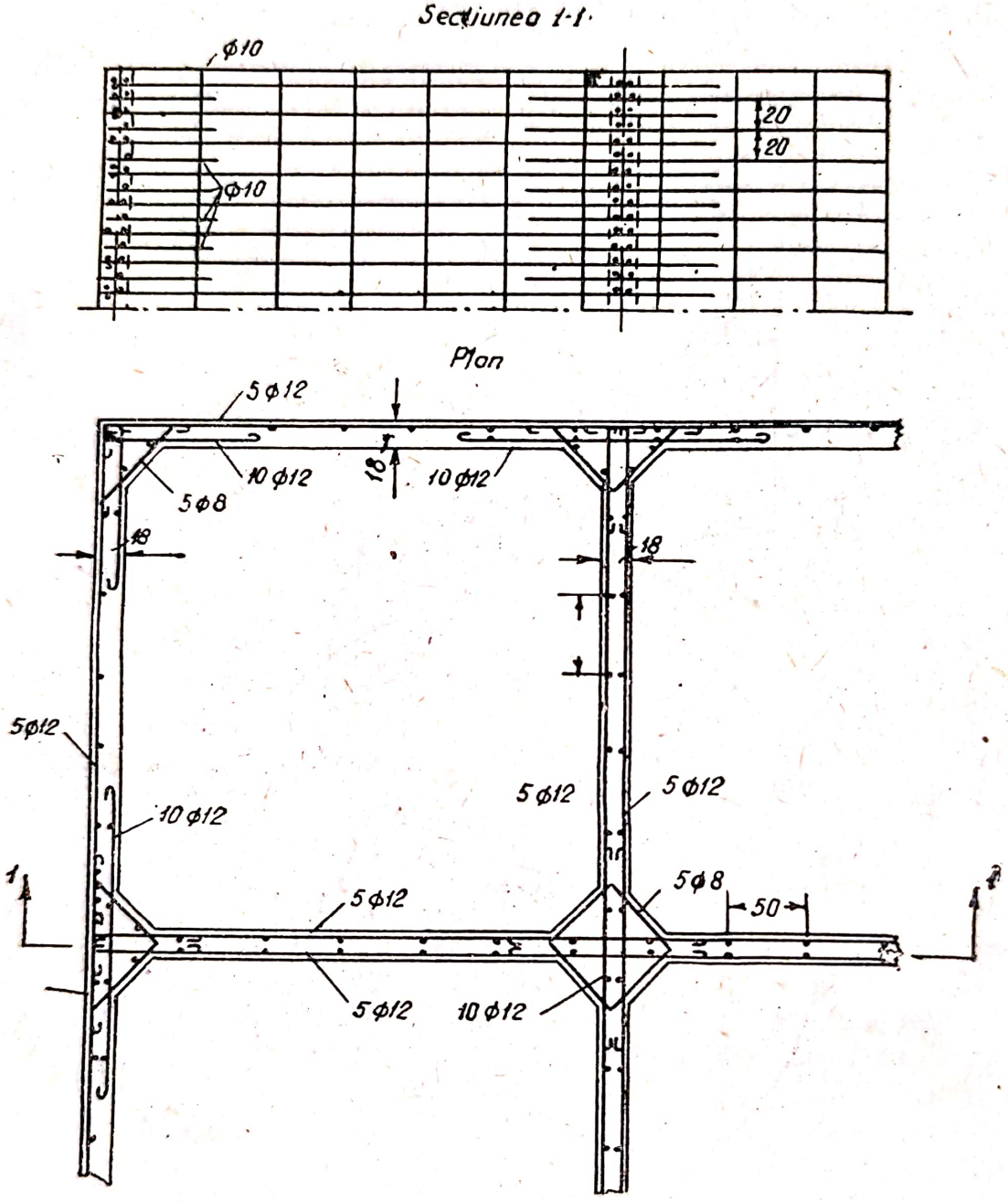


Fig. 448. Armarea silozurilor cu celule pătrate.

sează întărindu-se armătura la colțuri. In acest scop, barele din ambele deschideri sunt petrecute dincolo de nod.

La partea superioară, silozurile se acoperă cu o placă de beton armat. Aceasta servește drept pardoseală pentru galeria executată deasupra, în care se montează benzile transportoare superioare (fig. 442). Deobicei această galerie este, o construcție obișnuită, în cadre, care reazemă pe pereții celulelor. Ea se folosește ca un element de construcție portant, pentru a executa pe pereții ei acoperișul cu pantă mică al silozului.

b) *Calculul silozurilor (celulelor)*

La silozuri, spre deosebire de buncăre, din cauză că există frecare între material și pereți, presiunile verticale și orizontale nu cresc proporțional cu înălțimea; pe măsură ce crește adâncimea, creșterea presiunii se micșorează. Totodată, se presupune că raportul dintre presiunea orizontală p_0 și cea verticală p_v este o valoare constantă; cu cât este mai mare p_v, cu atât va fi mai mare și p_0, iar împreună cu acestea, și forța de frecare, care se opune la alunecarea masei necoezive. In practică, repartiția presiunii în silozuri se determină, deobicei, din formulele lui Jansen-Können. In realitate, aceste formule nu oglindesc toate fenomenele complicate care pot fi observate în siloz (din cauza mișcării materialelor necoezive). Deaceea, la calculul secțiunilor trebue să se introducă coeficienți de corecție (dinamici).

Să separăm, în celulă (fig. 449, *a*), la o adâncime h, prin două plane orizontale, un strat, cu înălțimea dh. Asupra lui, vor acționa următoarele forțe:

$\gamma F\,dh$ — greutatea proprie a stratului, pentru aria secțiunii celulei F și greutatea specifică aparentă a materialului fără coeziune γ;

$p_v F$ — presiunea verticală de sus;

$(p_v + dp_v)\,F$ — reacțiunea verticală, orientată de jos în sus;

$p_0 U dH$ — rezistența orizontală a pereților, dealungul perimetrului celulei U;

$fp_0 U\,dh$ — presiunea preluată de pereții celulei pe perimetru din cauza frecării care se naște între pereți și materialul fără coeziune; coeficientul de frecare $f = \operatorname{tg}\varphi'$.

Din condiția de echilibru, putem scrie:

$$\gamma F\,dh = F\,dp_v + fp_0 U\,dh,$$

sau

$$F\,dp_v = \gamma F\,dh - fp_0 U\,dh,$$

de unde

$$dh = \frac{dp_v}{\gamma - \frac{fp_0 U}{F}}.$$

Introducând notația:

$$\frac{p_0}{p_v} = k_0,$$

vom obține:

$$dh = \frac{dp_v}{\gamma - \frac{fk_0 U p_v}{F}}.$$

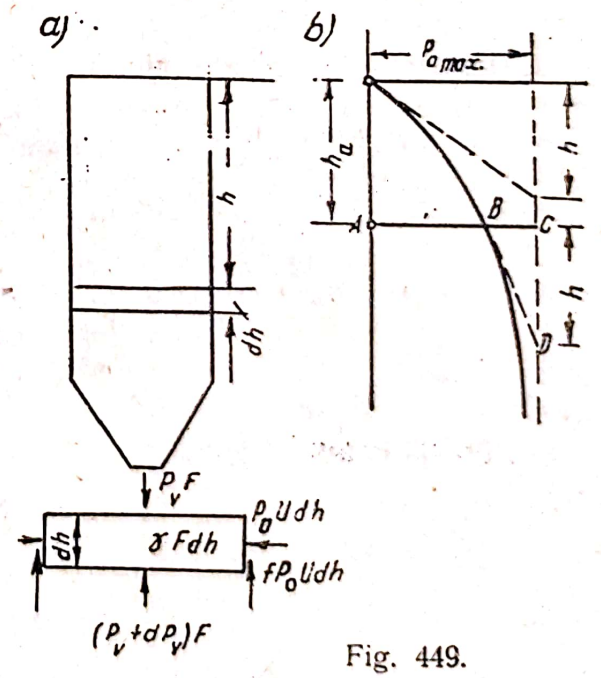


Fig. 449.

Integrând, se găsesc valorile următoare pentru presiunea verticală:

$$P_v = \frac{p_0}{k_0} = \frac{\gamma F}{fUk_0}\left(1 - e^{-\frac{U}{F} fk_0 h}\right); \qquad (492)$$

— a presiunii orizontale:

$$p_0 = \frac{\gamma F}{f\,U}\left(1 - e^{-\frac{U}{F} f k_0}\right). \qquad (492')$$

Coeficientul k_0, pentru diferite materiale fără coeziune, se ia egal cu:

$$k_0 = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Calculul silozurilor de cereale se face, pentru cereale grele, luându-se convenţional: $\gamma = 800$ kg/m^3 $f = 0{,}4$ (pentru pereţii de beton ai silozurilor) şi $k_0 = 0{,}44$.

După cum rezultă din formulele (492) şi (492'), presiunile p_v şi p_0 nu cresc nelimitat, odată cu creşterea adâncimii materialului depozitat, ci tind, asimptotic, spre o valoare maximă (pentru $h = \infty$) egală cu respectiv:

$$p_{0\,max} = \frac{\gamma F}{f\,U} \text{ şi } p_{v,\,max} = \frac{\gamma F}{f k_0 U}$$

Introducând notaţia $\frac{U}{F} f k_0 h = \xi$ şi făcând înlocuirea ei, vom obţine expresii comode pentru calculul numeric:

$$\left.\begin{aligned} p_0 &= \frac{\gamma F}{f\,U}\left(1 - e^{-\xi}\right) = p_{0\,max}\left(1 - e^{-\xi}\right); \\ p_v &= \frac{\gamma F}{f k_0 U}\left(1 - e^{-\xi}\right) = p_{v\,max}\left(1 - e^{-\xi}\right). \end{aligned}\right\} \qquad (493)$$

Pentru celulele rotunde,

$$U = \pi d,\ F = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$\left.\begin{aligned} p_0 &= \frac{\gamma d}{4 f}\left(1 - e^{-\xi}\right); \\ p_v &= \frac{\gamma d}{4 f k_0}\left(1 - e^{-\xi}\right). \end{aligned}\right\} \qquad (493')$$

Pentru celulele pătrate:

$$U = 4a,\ F = a^2$$

$$p_0 = \frac{\gamma a}{4 f}\left(1 - e^{-\xi}\right). \qquad (493'')$$

Din cele de mai sus, rezultă că, atunci când diametrul cercului este egal cu latura pătratului, presiunea maximă este, în ambele cazuri, aceeaşi.

Pentru a uşura calculele, valorile lui $1 - e^{-\xi}$, pentru ξ cuprins între 0 şi 2,95, sunt date în tabela 45.

Tabela 45

Valorile $1 - e^{-\xi}$

ξ	00	05	10	15	20	25	30
0,	0,000	0,049	0,095	0,139	0,181	0,221	0,259
1,	0,632	0.650	0,667	0,683	0,699	0,713	0,727
2,	0,865	0,871	0,877	0,883	0,889	0,895	0,900
ξ	35	40	45	50	55	60	65
0,	0,295	0,330	0,362	0,393	0,423	0,451	0,478
1,	0,741	0,754	0,766	0,777	0,788	0,798	0,808
2,	0,905	0,909	0,914	0,918	0,922	0,926	0,929
	70	75	80	85	90	95	—
0,	0,503	0,528	0,551	0,573	0,593	0,613	—
1,	0,817	0,826	0,835	0,843	0,850	0,858	—
2,	0,933	0,936	0,939	0,942	0,945	0,948	—

Valorile lui $1 - e^{-\xi}$ se găsesc la intersecţia rândului orizontal — care corespunde cu valoarea părţii întregi a valorii calculate pentru ξ — cu coloana verticală, care corespunde valorii fracţionare a lui ξ.

De exemplu, pentru $\xi = 1{,}45$, la intersecţia rândului orizontal din dreptul indicelui „1“ şi a coloanei verticale a indicelui „45“, găsim $1 - e^{-\xi} = 0{,}766$.

Variaţia presiunii p_0 se reprezintă grafic sub formă de curbă (exponenţială), care se apropie, asimptotic, de verticala dusă la distanţa $p_{0\cdot max}$ (fig. 449, *b*). Din acest grafic, de exemplu pentru adâncimea h_a, presiunea pe peretele celulei este $p_0 = AB$. Dacă se prelungeşte segmentul AB până la intersecţia cu verticala, în punctul C, şi se duce tangenta la curbă, în punctul B, care va intersecta verticala în punctul D, — lungimea segmentului CD, pentru orice punct al curbei, va fi aceeaşi şi egală cu h.

Determinând mărimile presiunii interioare date de materiale depozitate, se trece la calculul pereţilor şi al pâlniei silozului.

Celule rotunde. Calculul pereţilor celulelor rotunde se face: a) la întinderea axială, provocată de presiunea radială a materialelor depozitate, b) la eforturile de compresiune date de materialele depozitate şi c) la apariţia fisurilor.

Efortul de întindere, la adâncimea y:

$$T_y = \frac{p_{0,y}\, d}{2} = p_{0,y} r. \qquad (494)$$

Eforturile de întindere trebue să fie preluate în întregime de armătură. Pentru calculul acestei armături silozul se împarte, pe înălţime, în câteva sectoare (v. tabela 44); în limitele fiecărui sector, secţiunea armăturii şi distanţa dintre bare rămân constante.

Conform instrucțiunilor ȚNIPS, mărimile eforturilor de întindere, calculate pe această cale, se înmulțesc cu coeficienții dinamici m_1. Acești coeficienți diferiți pentru diferite sectoare, pe înălțime, sunt dați în tabela 46.

Tabela 46

Coeficienții m_1

Celulele	Sectoarele			
	Inferior	Al doilea	Al treilea	Superior
Interioare . . .	1	1,5	1,5	1
Exterioare . . .	1	2,0	1,5	1

Conform instrucțiunilor Institutului Promzernoproect, în cazul când celulele sunt așezate în rânduri obișnuite, efortul din sectoarele dela mijloc se înmulțește cu $m_1 = 2$. In cazul amplasării în șah, efortul, în sectorul dela mijloc al celulelor, se înmulțește cu $m_1 = 1{,}15$ și al celor exterioare, cu $m_1 = 2{,}30$; iar în sectorul al treilea și al patrulea, cu $m_1 = 2$ (v. pag. 536)

Secțiunea armăturii, pe o porțiune cu înălțimea egală cu unitatea, la adâncimea y, este:

$$F_a = m_1 k \frac{T_y}{\sigma_c} = m_1 k \frac{p_{0,y}}{\sigma_c} r. \qquad (495)$$

Coeficientul de siguranță se ia $k = 2{,}0$.

Efortul vertical de compresiune, dat de materialul depozitat, pe unitatea de lungime a perimetrului, este în funcție de frecarea materialului de pereții celulei și se determină, cu formula:

$$N_y = \frac{(\gamma y - p_v)\frac{\pi d^2}{4}}{\pi d} = (\gamma y - p_v) \cdot \frac{d}{4}. \qquad (494')$$

In locurile în care pereții celulelor reazemă pe capitelurile stâlpilor, pereții trebue să fie verticali.

La calculul stâlpilor și al radierului, trebue să se țină seamă de repartiția neuniformă a presiunii pe suprafața radierului, utilizând metoda de calcul a profesorului B. N. Jemocichin. In cazul unui fund drept continuu și al unui radier, legați între ei cu stâlpi suplimentari, trebue să se țină seama de conlucrarea lor.

Rezistența la fisurarea a peretelui celulei se verifică cu formula:

$$h = k_f \frac{T_{y,max}}{R_t} = 1{,}15 \frac{p_{0,y} r}{R_t}. \qquad (494'')$$

Trebue considerat mai just calculul pereților celulelor la deschiderea fisurilor (v. capitolul X, § 44).

Grosimea peretelui trebue să fie de cel puțin 15 cm (conform condițiilor de executare a lucrărilor).

Scanned with OKEN Scanner

Calculul celulelor rotunde, după cum s'a arătat, este valabil în ipoteza când deformațiile transversale ale celulei se pot produce fără nicio piedică. Deaceea, este rațional să se aşeze celulele rotunde mari, la o oarecare distanță între ele.

Dacă pereții celulelor sunt legați rigid între ei, părțile din pereți care se găsesc între punctele de contact, vor fi supuse la încovoiere în locurile de contact sub acțiunea presiunii din interior. Luarea în considerare a momentelor care se nasc duce la majorarea grosimii pereților „stelelor", mai ales la celulele înalte, cu diametri mari, unde această majorare atinge 50% față de cealaltă parte a peretelui.

După o altă părere, nodurile „stelelor" pot fi considerate ca fixe, în raport cu deplasările orizontale. Atunci, fiecare latură a „stelei", lucrând ca un arc cu încărcări radiale, va fi supusă, numai la eforturi de compresiune reduse.

Calculul aproximativ al unei „stele", considerate ca un sistem în spațiu, a arătat că deplasările orizontale ale nodurilor stelei sunt, într'adevăr, atât de infime, încât chiar la celule cu diametri mari (15 m) nu este necesar ca pereții stelelor să se execute mai groși decât în restul părții celulei.

Calculul pereților stelelor, la silozurile obișnuite, rotunde, efectuat prin această metodă, nu a necesitat majorarea nici a grosimii pereților, nici a secțiunii armăturii, față de cealaltă parte a pereților.

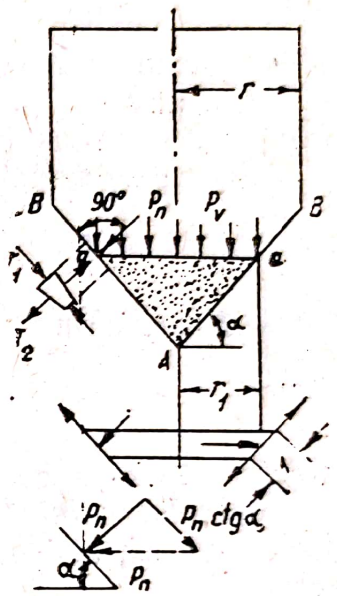


Fig. 450

Totuși, această metodă de calcul, corectă pentru stelele interioare, nu a fost confirmată prin experiențe, pentru celulele exterioare de tipul stelelor, care se formează în cazul aşezării în şah (fig. 441, *c*). Pentru o mai mare siguranță, astfel de celule trebue calculate ca sisteme plane.

Celulele dreptunghiulare. Calculul pereților se face folosind aceleași formule ca și la calculul rezervoarelor dreptunghiulare. Calculul comparativ al celulei circulare și dreptunghiulare arată că, în cazul secțiunii dreptunghiulare, consumul de armătură este aproape de două ori mai mare decât în cazul celei circulare.

Calculul pâlniei conice (fundului). In pereții pâlniei conice (fig. 450), iau naștere eforturi de întindere, pe direcția meridională (T_1) și pe cea inelară (T_2).

Din condiția de echilibru, efortul de întindere T_1, pe unitatea de lungime a secțiunii circulare *a-a*, este:

$$T_1 = \frac{\pi r_1^2 \, p_v + G}{2\pi r_1 \sin \alpha}, \qquad (496)$$

în care $\pi r_1^2 \, p_v + G$ este greutatea coloanei de material, aflată mai sus decât secțiunea *a-a*, și greutatea materialului din conul *aAa*.

Efortul inelar de întindere T_2, pe unitatea de lungime a secțiunii meridionale a conului, din condiția de echilibru a inelului separat prin două plane orizontale, este:

$$T_2 = \frac{p_n r_1}{\sin \alpha}, \tag{497}$$

unde presiunea normală p_n se determină din formula:

$$p_n = p_v \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \varphi}{\sin \alpha}\right)^2}$$

și φ este unghiul taluzului natural al materialului.

Eforturile T_1 și T_2 se reduc la zero la vârful conului, iar la baza lui, ating valoarea maximă.

Secțiunea armăturii așezată după meridian este:

$$F_a = 1{,}5 \frac{kT_1}{\sigma_a}$$

iar secțiunea armăturii inelare:

$$F_a = 1{,}5 \frac{kT_2}{\sigma_a},$$

în care 1,5 este coeficientul dinamic (impact).

Calculul pâlniei piramidale se face analog cu calculul celei conice, cu deosebirea că, aici, trebue să se țină seamă de momentele încovoietoare din pereți.

Efortul de întindere, pe unitatea de lungime a secțiunii orizontale pătrate, este:

$$T_1 = \frac{a^2 p_n + G}{4a \sin \alpha}. \tag{496'}$$

Efortul de întindere, pe unitatea de lungime a secțiunii verticale este:

$$T_2 = \frac{p_n a}{2 \sin \alpha}. \tag{497'}$$

Momentele încovoietoare în pereți se pot calcula cu formulele:

în câmp

$$M = \frac{p_n a^2}{24};$$

la reazime

$$M = -\frac{p_n a^2}{12}. \tag{498}$$

Calculul fundului continuu drept al silozului se face ca pentru o placă rotundă, supusă unei sarcini uniform repartizate, cu o intensitate p_v, determinată cu formula (493'). Grosimea plăcii fundului se determină pentru momentul încovoietor maxim. Armătura se calculează la momentele radiale și inelare (tangențiale).

Scanned with OKEN Scanner

§ 79. COȘURI DE FUM

1. Noțiuni generale

Coșurile de fum din beton armat sunt mai avantajoase decât cele de cărămidă, întrucât au greutatea redusă și necesită la execuție mai puțină forță de muncă; ele sunt monolite și mai stabile. Astfel, un coș din beton armat cu înălțimea de 150 m (inclusiv fundația) are o greutate de 6 000 t, pe când un coș din cărămidă are greutatea de 15 000 t, adică primul este de 2,5 ori mai ușor decât al doilea. Economia de muncă necesară realizată pentru executarea coșului de beton armat, în comparație cu cel din cărămidă, reprezintă: pentru coșuri cu înălțimea de 100 m 25,6%; iar pentru o înălțime de 150 m, 42%. Viteza de executare a coșurilor din beton armat este de 1,4—1,5 ori mai mare decât viteza de ridicare a celor din cărămidă, începând cu înălțimea de aproximativ 70 m; cu cât coșul este mai înalt, cu atât diferența este mai mare. De exemplu: costul unui coș din beton armat cu înălțimea de 140 m este de 1,5 ori mai redus decât costul celui din cărămidă.

Stabilitatea mai mare a coșului se realizează prin legătura monolită cu fundația și prin rigiditatea mai mare la încovoiere a coșului propriu zis; în acest caz, nu pot exista temeri în ce privește posibilitatea de deschidere a rosturilor.

Printre desavantajele coșurilor de beton armat se numără conductibilitatea lor termică mai mare și faptul că executarea lor este mai complicată.

Coșurile de beton armat au fost adoptate, în Europa, cu mai mult de 50 de ani în urmă (din 1897), dar răspândirea lor a fost împiedicată, la început, mai ales de costul ridicat al cofrajului, care pe atunci se executa fix. Deaceea, se executau mai des *coșuri din blocuri de beton fasonate,* prevăzute cu orificii pentru trecerea armăturii.

Odată cu apariția cofrajelor alunecătoare au început să se construiască și coșuri cilindrice monolite. Astfel de coșuri, cu înălțimea până la 60 m, se construiau și în U.R.S.S.

Începând din anul 1927, odată cu introducerea cofrajelor metalice mobile, au căpătat o răspândire largă *coșurile monolite conice foarte înalte* (cu înălțimea mai mare de 70 m).

Din punctul de vedere al costului, coșurile monolite de beton armat s'au dovedit mai avantajoase decât coșurile de fum, din blocuri fasonate care aproape că nu se mai execută în prezent.

Intrucât temperatura gazelor, în coșurile înalte, este deobicei, foarte ridicată (până la 800°) se execută totdeauna căptușeli care se prezintă ca un coș interior, format din cărămidă obișnuită (pentru o temperatură până la 500°) sau refractară. Deoarece gazele calde conțin substanțe care atacă betonul, căptușeala se execută, deobicei, până la partea superioară.

Este suficient ca grosimea căptușelii de cărămidă refractară (șamotă) să fie de $^1/_2$ cărămidă; partea inferioară se execută, însă, cu o grosime de o cărămidă. Intre corpul coșului și căptușeală se lasă un spațiu de 5—15 cm, care se umple cu materiale izolante (sgură granulată, vată de sgură).

Căptușeala nu se execută decât atunci când temperatura gazelor evacuate atinge maximum 100°C și când acestea nu sunt prea agresive.

Sarcina principală care acționează asupra coșurilor de beton armat este presiunea vântului, din care cauză acestea se armează cu bare verticale: barele orizontale inelare au rostul să preia eforturile unitare inelare, datorite încălzirii neuniforme a pereților

Betonul pentru corpul coșului se ia de marca 170—200. Stratul de acoperire de beton se ia între limitele de 3—5 cm. Căptușeala se face astfel încât, să se poată dilata liber, independent de corpul coșului, sub influența temperaturii gazelor calde.

2. Tipuri de coșuri de fum

In prezent, se construesc două tipuri principale de coșuri monolite de beton armat: cilindrice și tronconice. Cele dintâi se execută folosindu-se cofraje alunecătoare din lemn; celelalte, se construesc în cofraje metalice demontabile. Trebue să remarcăm că cofrajele alunecătoare, care asigură betonarea neîntreruptă, prezintă avantaje față de cele demontabile, la care, după betonarea fiecărei centuri, este necesar să se facă o întrerupere, pentru mutarea cofrajelor. In funcție de aceasta, viteza de executare a lucrărilor este mai mare la cofrajele alunecătoare (până la 3,0 m, în 24 ore), decât la cele mobile (până la 1,7 m, în 24 ore). Desavantajul cofrajului alunecător constă în faptul că este greu să se amenajeze consolele pentru stratul de căptușeală și să se modifice diametrul coșului și grosimea peretelui; din această cauză, un astfel de cofraj este folosit numai la executarea coșurilor cilindrice de înălțime redusă.

Executarea coșurilor cilindrice foarte înalte în cofraje alunecătoare nu a găsit răspândire; ele rămân în urma celor conice, în ce privește proprietățile statice, indicele economic și aspectul exterior.

Coșurile cilindrice se construesc cu înălțimi relativ mici, până la 60 m.

Se pot cita coșuri cilindrice executate de către trustul Hlebostroi, în perioada 1928—1936, folosind cofraje alunecătoare de lemn. Coșurile executate aveau următoarele dimensiuni: înălțimea 45 m, diametrul interior 2 m și grosimea pereților 15 cm; ele erau prevăzute cu căptușeală interioară, așezată la o distanță de 10 cm față de peretele corpului coșului.

Pentru lucrările de refacere în Donbass, Institutul Promstroiproect a proiectat — între anii 1944 și 1946 coșuri cilindrice cu înălțimea de 40 și 60 m și diametrul interior de 1,5 și 2 m, pentru o temperatură a gazelor evacuate de 400° și 800°C.

In figura 451 este reprezentat un coș cilindric cu înălțimea de 60 m și grosimea pereților de 15 cm (pentru un coș cu înălțimea de 40 m, grosimea este de 12 cm). Din cauza temperaturii ridicate a gazelor evacuate, grosimea stratului termoizolator s'a luat, la partea inferioară, de 25 cm, iar la partea superioară, de 12 cm. Armătura consolelor care susțin căptușeala se desdoia după ridicarea cofrajelor. Fundația este executată din beton armat.

Coșurile monolite conice se execută cu înălțimi mari, începând cu 70 m.

Până în 1946, cel mai înalt coș conic din U.R.S.S. era coșul centralei termoelectrice Stalin (Moscova) cu înălțimea de 120 m, construit în 1934,

Scanned with OKEN Scanner

folosindu-se cofrajul mobil (fig. 452). Acest coș are conicitatea de 0,02. Diametrul exterior este de 5,0 m la partea superioară și de 9,9 m la partea inferioară. Pe înălțime, coșul este împărțit în 7 zone, grosimea pereți-

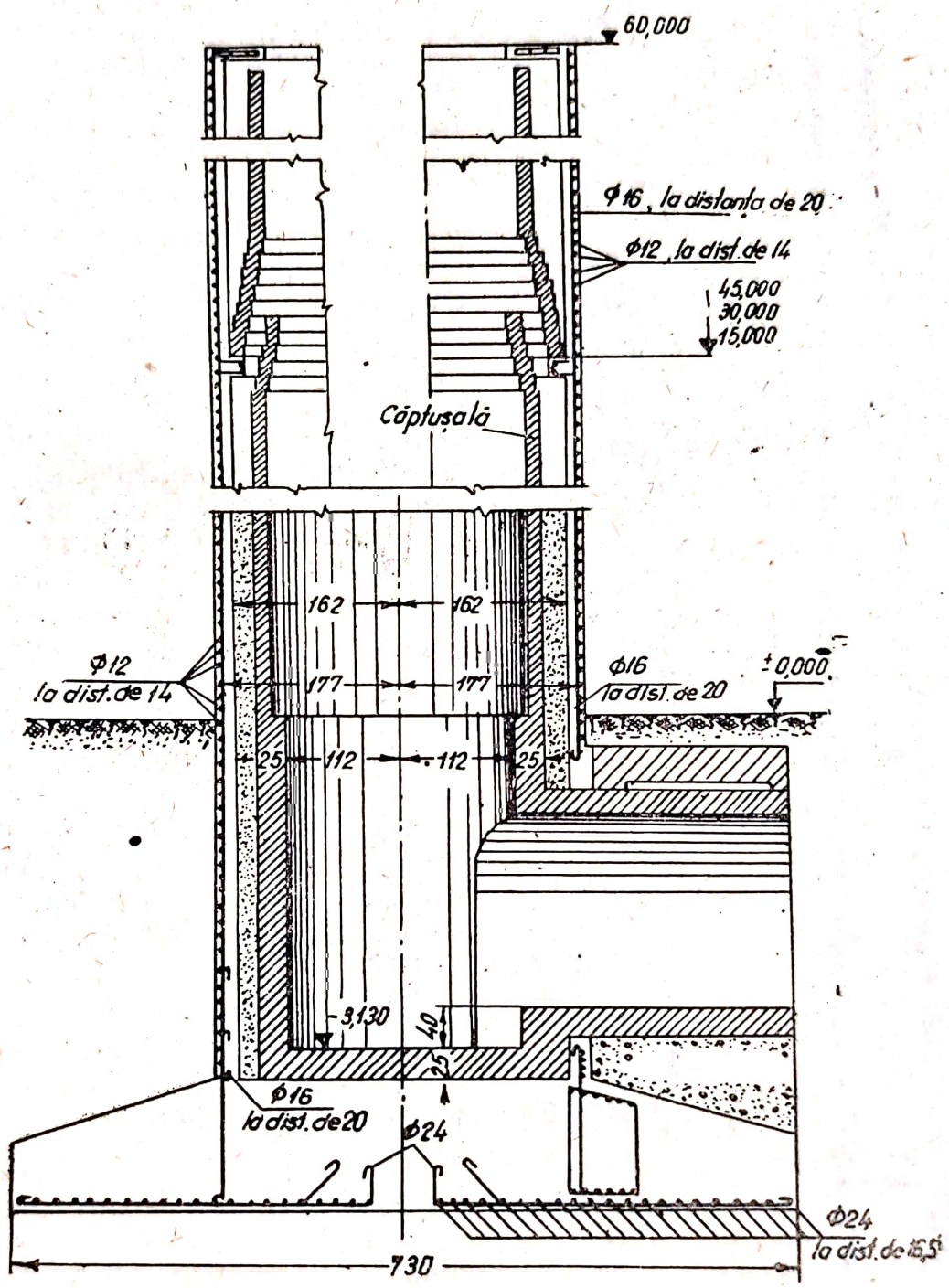


Fig. 451. Coș de fum cilindric.

lor din beton armat variind între 15 și 45 cm; în limitele fiecărei zone, grosimea pereților este constantă.

In cele de 3 zone inferioare, căptușeala executată din cărămidă refractară antiacidă are grosimea de 25 cm, iar în celelalte, de 12,3 cm. In limitele fiecărei zone, căptușeala reazimă pe grinzi prefabricate curbilinii, susținute de câte 8 console izolate pentru fiecare inel de susținere.

Spațiul dintre căptușeală și peretele de beton armat al corpului coșului este umplut cu vată de sgură; grosimea stratului de izolație este de 5 cm în zonele superioare, de 10 cm la partea inferioară și de 20 cm în locul unde se introduc gazele. In limitele fiecărei zone, izolația este împărțită, pe înălțime, la fiecare 2,5 m, pentru a se preveni tasarea vatei de sgură.

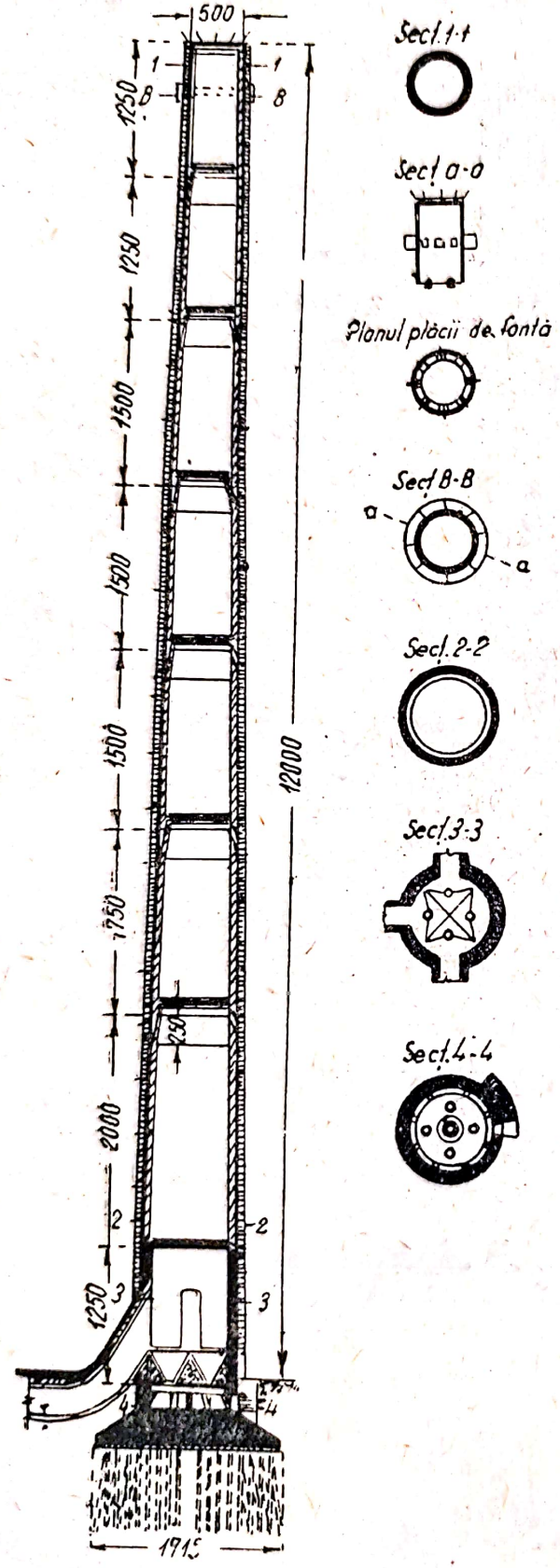


Fig. 452. Coș tronconic de 120 m înălțime.

Pentru protecția betonului împotriva gazelor dăunătoare, care pot pătrunde prin rosturile căptușelii, suprafața interioară a corpului este acoperită cu o drișcuială de ciment cu sgură. Suprafața pereților și a tavanului din camera de depunere a funinginii este protejată prin aceleași drișcuială; pardoseală este protejată cu plăci rezistente la acizi, montate pe un strat de asfalt, rezistent la acizi și având grosimea de 10 cm.

Pentru protejarea armăturii împotriva acțiunii agenților atmosferici, stratul de acoperire se execută de 3 cm.

Gura coșului — care din cauza formării acizilor este cea mai mult expusă deteriorării — este protejată printr'un inel de fontă, format din elemente separate cu grosimea de 5 cm.

Fundația coșului are aspectul unei plăci rotunde de beton armat, așezat pe piloți, deasemenea, de beton armat.

In 1946, s'a construit în U.R.S.S. cu cofraje demontabile, un coș tronconic cu înălțimea de 152,6 m (fig. 453).

Diametrul exterior al corpului coșului este de 13,68 m la nivelul fundației și de 5,28 m la gură (raportul dintre înălțimea corpului coșului și diametrul inferior trebue să fie mai mic decât 20). Peretele coșului are grosimea de 76 cm la partea inferioară și de 15 cm sus. Pentru a reduce volumul de beton armat și a-i da un aspect exterior cât mai frumos, coșul

s'a executat cu 5 înclinații diferite ale suprafeței exterioare, începând cu 0,0347, jos și terminând cu 0,0130 la partea superioară (fig. 453, *b*).

Corpul coșului este armat cu o armătură inelară și cu una verticală, așezată în spre fața exterioară a peretelui.

Pe înălțimea corpului sunt executate în interior — la fiecare 10 m — îngroșări din beton (console) pe care reazimă căptușeala. Inelele nearmate în consolă au fante verticale (la fiecare 50 cm), care au rostul să micșoreze eforturile provenite din variațiile de temperatură, produse în perete din cauza încălzirii lui de către gazele evacuate, (cu o temperatură de 425°C). Intre căptușeala executată din cărămidă antiacidă, cu grosimea de 12 cm și corpul coșului, este introdusă o izolație din vată de sgură cu grosimea de 12,5—5 cm.

Corpul de beton armat al coșului este executat până la înălțimea de 142,4 m; iar ultimii 10 m — până la cota de 152,4 m — sunt executați din cărămidă antiacidă, pentru a obține o rezistență mai mare la acțiunea distructivă a gazelor care învăluie vârful coșului.

Corpul coșului este prevăzut cu un paratrăsnet, cu platforme de semnalizare luminoasă și cu o scară.

Experiența dobândită în anii de după război, în ceeace privește construcția de coșuri tronconice, a permis stabilirea unor reguli constructive pentru proiectarea corpului coșului[1]).

Grosimea peretelui la partea superioară a coșului trebue să fie de cel puțin 15 cm (determinată de condițiile de execuție). La partea inferioară a coșului — când înălțimea lui este de 120—150 m — grosimea maximă a peretelui nu depășește 40—50 cm, cu excepția porțiunilor slăbite prin goluri.

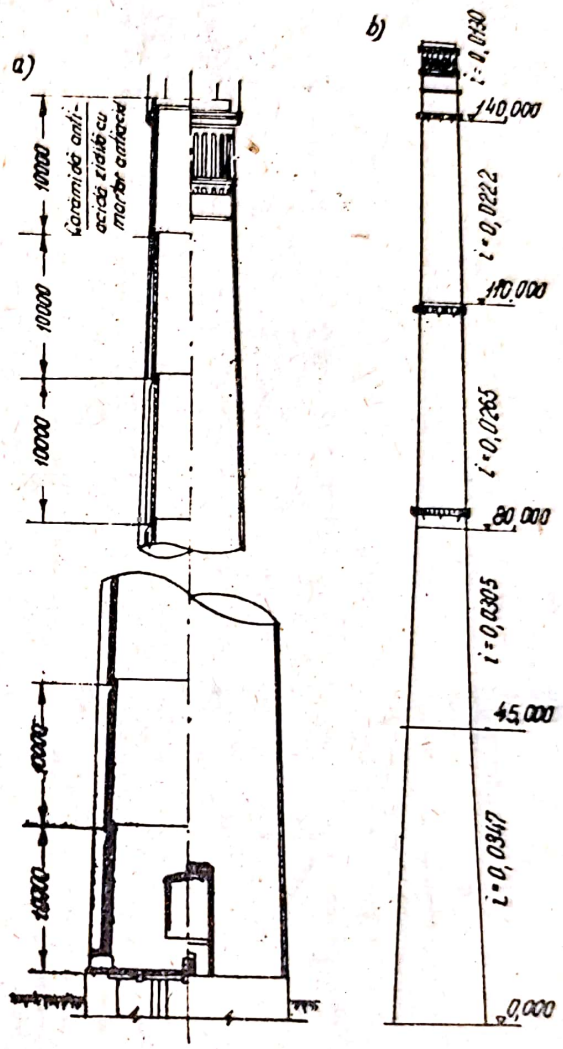


Fig. 453. Coș tronconic, cu înălțimea de 152,6 m.
a — vedere de ansamblu; b — schema înclinărilor corpului.

Trebue să observăm că, odată cu diametrul coșului, se măresc și greutatea proprie a corpului și sarcina dată de vânt; în același timp crește și momentul de rezistență a secțiunilor orizontale ale corpului. Eforturile unitare datorite variației de temperatură sunt proporționale cu grosimea peretelui și cu diferența de temperatură pe suprafața interioară și pe cea exterioară;

[1]) *V. A. Volânțev, P. A. Andrieșin, A. V. Cernov:* „Coșuri de fum din beton armat"; Stroiizdat, 1950.

din această cauză, se tinde ca, odată cu temperatura gazelor, să se mărească și grosimea stratului termoizolator, fără a se mări și grosimea pereților.

Este rațional ca rezistența corpului coșului să se mărească prin creșterea procentului de armare sau prin mărirea diametrului corpului, dând pereților o înclinare mai mare.

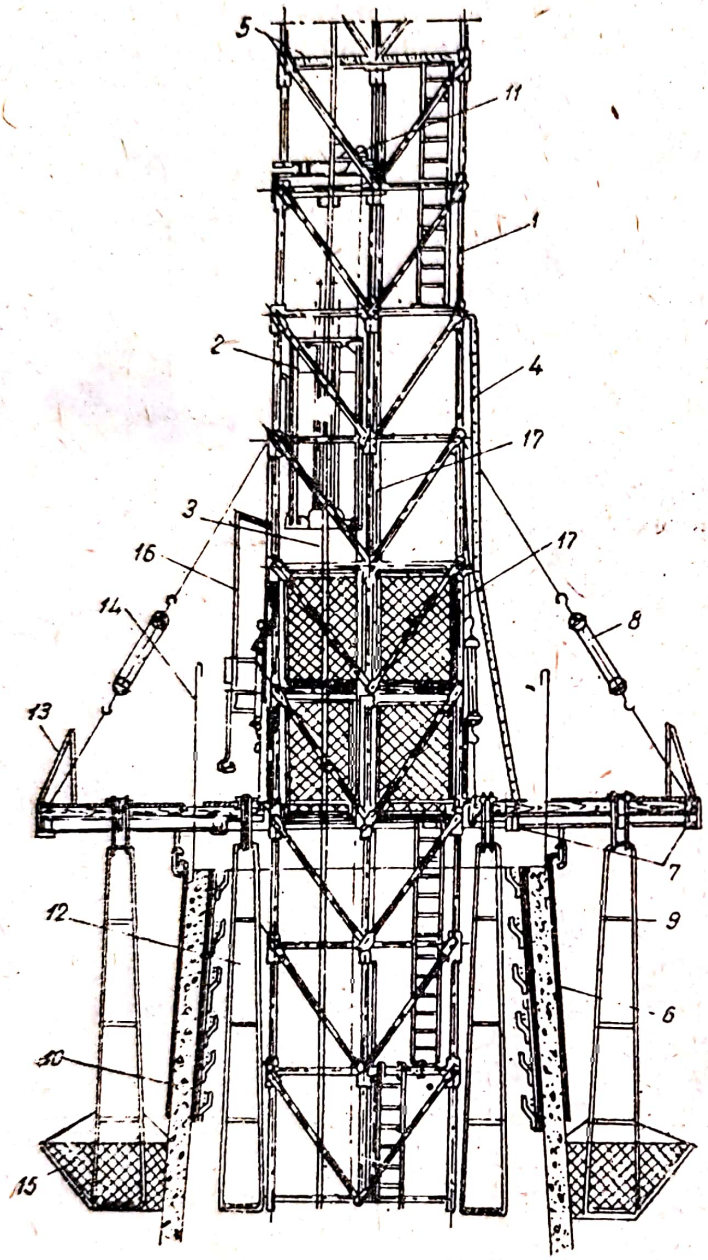


Fig. 454a. Schema bobului și a cofrajului demontabil:

1 — bob; 2 — cajă cu cupă; 3 — ghidaje; 4 — scară; 5 — podină pentru montatori; 6 — panourile cofrajului exterior; 7 — inelele portante ale cofrajului exterior; 8 — palane pentru ridicarea cofrajelor; 9 — schelele exterioare suspendate; 10 — panourile cofrajului interior; 11 — scripetele cajei; 12 — schelele interioare suspendate; 13 — balustradă; 14 — armătură; 15 — plasă de protecție; 16 — buncăr de admisie pentru beton; 17— panourile de delimitare.

Inclinarea normală a suprafeței exterioare a corpului se consideră de 2%; la coșurile foarte înalte, se practică, însă o înclinare care variază între 1%, la partea superioară și 3%, la partea inferioară a coșului.

Pentru armarea corpului, se folosește oțel beton cu diametrul dela 12 până la 24 mm. Barele verticale se înnădesc cu mustățile lăsate în fundați; lungimea lor se determină din condiția ca în fiecare secțiune orizontală, cel mult 25% din numărul total de bare să fie înnădite. Poziția înnădirilor este legată de etajele de așezate a cofrajelor (interioare) egale cu 1,25 m. Numărul barelor este de 5—8 pe m. l. Ele se termină prin ciocuri și se înnădesc prin suprapunere, capetele petrecându-se cu 30 diametri. Numărul și diametrul barelor verticale se micșorează cu înălțimea corpului coșului.

Barele orizantale sub formă de inele se montează în spre partea interioară și se leagă la fiecare nod.

Metoda adoptată în U.R.S.S. pentru executarea coșurilor tronconice, folosind cofraje metalice demontabile, constă în esență, în următoarele:[1])

In centrul fundației coșului, se instalează un bob metalic (fig. 454, *a*). executat din elemente tubulare standardizate. De bob, se suspendă prin

[1]) *V. M. Usenco:* „Construcția unui coș de fum tronconic, din beton armat, cu înălțimea de 152 6 m", „Industria Construcțiilor", Nr. 6, 1946.

S. N. Bobrovschi: „Construcția coșurilor de fum din beton armat", „Buletinul Tehnicei Construcțiilor", Nr. 5, 1948

palane cadrul de rezemare, format din două inele de oţel, aşezate concentric şi legate între ele prin bare de distanţare. Inelele sunt executate din elemente separate, care se asamblează pe loc. Peste inele se aşează, pe direcţie radială, grinzi de lemn (fig. 454, *b*), pe care se amenajează o podină, care formează platforma de lucru la nivelul de betonare. De cadrul platformei de lucru se suspendă, pe role, cofrajul exterior. Rolele asigură posibilitatea de deplasare a cofrajelor, pe direcţia radială, pe măsura ce diametrul coşului se reduce; deasemenea de cadre sunt suspendate şi schelele exterioare şi interioare.

După betonarea unei porţiuni de coş cu înălţimea de 2,5 m, cadrul de rezemare se ridică împreună cu cofrajul exterior şi cu schelele suspendate la înălţimea părţii betonate; deasemenea se mută şi cofrajul interior. Apoi, se trece la aşezarea şi fixarea cofrajelor şi se betonează o nouă porţiune.

Una dintre despărţiturile bobului serveşte la ridicarea materialelor; în cealaltă, se aşează scările. Ascensorul este prevăzut cu o cajă cu cupă şi cu buncăr de distribuţie pentru beton. Descărcarea betonului, din buncăr în cupă, se face automat. Pentru a preîntâmpina avariile ce s'ar putea produce prin ruperea cablului, se montează pe cabină un dispozitiv special de prindere.

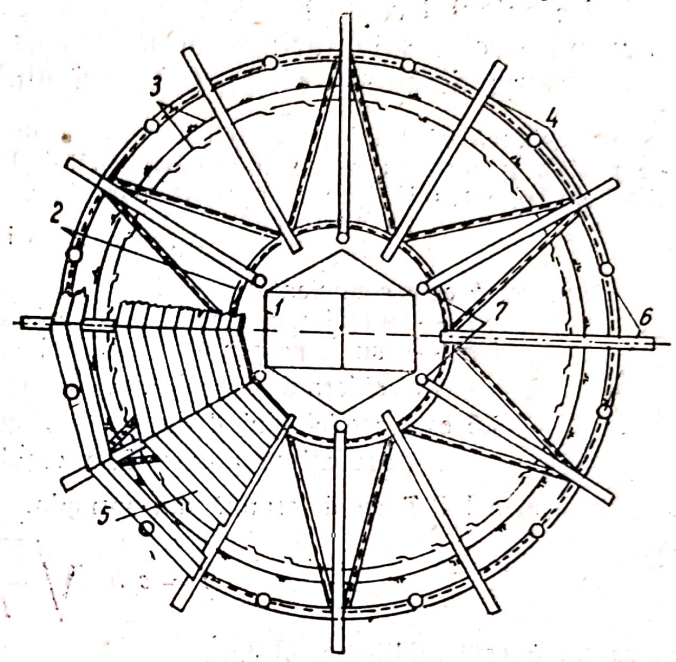


Fig. 454b. Planul platformei de lucru:
1 — ascensor (bob); 2 — inelele portante ale platformei; 3 — cofraj; 4 — grinzile platformei; 5 — podina; 6 şi 7 — punctele de fixare a planelor de inelul exterior şi de cel interior.

Cofrajul exterior sistem Soiuzteplostroi este format din panouri cu înălţimea de 2,6 m executat din tablă de oţel cu grosimea de 2 mm. O parte din panouri au forma dreptunghiulară cu lăţimea de 850 mm, iar o altă parte au o formă trapezoidală, cu lăţimea de 818 mm, la partea superioară şi de 850 mm la partea inferioară — pentru a se forma conicitatea corpului coşului (1,5—3%). Micşorarea diametrului dealungul înălţimii coşului se realizează prin îndepărtarea panourilor dreptunghiulare şi prin apropierea altor panouri, petrecându-se unul peste altul. Pentru coşurile cu înălţimea până la 100 m şi cu diametrul până la 4,5 m, sunt necesare 24 panouri dreptunghiulare şi 10 panouri trapezoidale.

Cofrajul interior este format din panouri de 1 250×550 mm, executate, deasemenea, din tablă de oţel de 2 mm. Panourile cofrajului interior se aşează pe înălţime, în două rânduri.

De fiecare panou sunt sudate pe înălţime pe câteva rânduri (4), cârlige care servesc drept reazime pentru inelele de distanţare, din oţel-beton cu diametrul de 14—16 mm. In fiecare rând de cârlige, se montează câte 2—3 inele. La marginile superioare ale panourilor, sunt sudate eclise, prevăzute cu cârlige pentru suspendarea panourilor de cadrul de reazim, înainte de îndepărtarea inelelor de distanţare la mutarea cofrajului.

Pe măsură ce diametrul coşului se micşorează, o parte din panouri se îndepărtează. Construcţia cofrajelor interioare permite, ca grosimea pereţilor coşului să poată fi modificată precum şi să se amenajeze ieşindurile inelare în consolă, pentru susţinerea căptuşelii.

In U.R.S.S. coşurile tronconice din beton armat se execută în orice anotimp; pe timp de iarnă, ele se execută în incinte mobile încălzite.

Coşuri din blocuri de beton armat fasonate. Coşurile de acest fel se execută ca şi cele din cărămidă, fără a se folosi cofraje, fapt care constituie principalul lor avantaj faţă de coşurile monolite. Există câteva tipuri de blocuri pentru executarea coşurilor. Aceste coşuri, însă, sunt mai puţin

Scanned with OKEN Scanner

economice decât cele din cărămidă. In U.R.S.S., nu se execută coşuri din blocuri de beton: se pot cita cazuri izolate de executare (1944) de către Soiuzteplostroi, a unor coşuri din blocuri inelare de beton.

3. Calculul coşurilor de fum

La calculul coşurilor de fum, se alege combinaţia cea mai defavorabilă a următoarelor solicitări: sarcina dată de vânt, greutatea proprie a coşului şi diferenţa de temperatură (din calculul termo-tehnic).

Presiunea vântului pe corpul coşului se determină din GOST 1664—42, în funcţie de poziţia geografică şi de înălţimea coşului. Presiunea vântului se determină pentru diferitele zone (cu înălţimea cuprinsă între 10 şi 20 m), din formula

$$P_v = kq\, d_m \cdot 1{,}5\, h,$$

în care: k este coeficientul aerodinamic, egal cu 0,7;
q — presiunea dinamică a vântului, în kg/m²;
d_m şi h — sunt, respectiv, diametrul exterior mediu al corpului, în zona considerată şi înălţimea ei.
1,5 este coeficientul dinamic (impact), introdus în calcul, dacă perioada oscilaţiilor proprii T a coşului depăşeşte 0,5 s (cazul obişnuit).

Mărimea lui T se determină din formula:

$$T = c\, h^2 \sqrt{\frac{F \cdot \gamma}{EIg}},$$

în caare: h este înălţimea, în cm²;
F — aria secţiunii transversale, în cm²;
E — modulul de elasticitate, în kg/cm²;
I — momentul de inerţie al secţiunii, în cm⁴;
γ — greutatea specifică aparentă, în kg/cm³;
g — acceleraţia gravităţii — 981 cm/s²;
c — un coeficient numeric (din GOST 1664—42).

Momentul încovoietor, dat de presiunea vântului în secţiunea considerată în calcul, se determină cu formula:

$$M_v = P_{v_1} h_1 + P_{v_2} h_2 + \ldots + P_{v_n} h_n,$$

în care: $h_1, h_2, \ldots h_n$ sunt distanţele dela secţiunea considerată în calcul până la céntrul de greutate al fiecărei zone, aşezate imediat deasupra.

La determinarea diferenţei de temperatură, temperatura gazelor evacuate se ia constantă pe toată înălţimea coşului din cauza variaţiei ei neînsemnate.

Pentru calculul coşurilor de fum, profesorul V. I. Muraşev a elaborat, pentru prima oară, o metodă care ţine seamă cel mai corect de modul cum lucrează coşurile sub influenţa concomitentă a greutăţii proprii, a presiunii vântului şi a diferenţei de temperatură[1]).

Pe baza acestei metode s'au întocmit instrucţiunile care se aplică în practică Soiuzteplostroi-ului. In cele ce urmează sunt date particularităţile acestei metode de calcul:

---

[1]) *V. I. Muraşev:* „Noua metodă de calcul al coşurilor de fum de beton armat", „Industria Construcţiilor", Nr. 6, 1951.

Calculul rezistenței și al deformațiilor coșului se face la starea limită. Formulele de calcul sunt întocmite pornind dela faptul că betonul este considerat un material elastico-plastic, adică pe baza principiilor puse la baza calculului deschiderii fisurilor și a rigidității (Cap. X).

Calculul coșului se face atât pe secțiuni verticale, cât și pe secțiuni orizontale.

Secțiunile verticale lucrează la eforturi provenite din variația de temperatură, provocate de încălzirea neuniformă a peretelui pe grosimea lui, eforturile de întindere care apar la suprafața lui exterioară trebuind să fie preluate de armătura orizontală inelară. Față de cea verticală, această armătură se așează pe partea interioară, pentru a fi mai ușor montată.

Cantitatea de armătură necesară pentru 1 m din înălțimea coșului se determină din calculul secțiunii dreptunghiulare cu înălțimea h și lățimea de 100 cm.

Se pot scrie două ecuații:

Din condiția continuității deformațiilor

$$M_t = \frac{1}{\rho} B_a = \frac{\alpha_t \Delta t_l}{h} B_a; \qquad (499)$$

din condiția de rezistență

$$M_t = \sigma_{at} W_a \qquad (500)$$

unde:

α_t este coeficientul de dilatație termică;

$\Delta t_l = 1{,}5 \Delta t$ — diferența limită a temperaturii, egală cu diferența de calcul, înmulțită cu coeficientul de supraîncălzire;

B_a — rigiditatea secțiunii, în raport cu axa armăturii întinse;

$W_a = F_a (h_0 - 0{,}5\, x)$ — momentul de rezistență al secțiunii, în raport cu zona întinsă;

σ_{at} — efortul unitar în armătură, dat de diferența de temperatură.

Egalând partea a doua a ecuațiilor (499) și (500) și substituind din formula (358) ... $B_a = E_a (h_0 - x) W_a$, se obține formula:

$$\Delta t_l = \frac{\sigma_{at}\, h}{(h_0 - x)\, E_a\, \alpha_t}, \qquad (501)$$

care exprimă relația dintre dimensiunile secțiunii, efortul unitar în armătură și diferența de temperatură.

Dacă diferența de temperatură considerată în calcul este:

$$\Delta t_l \leq \frac{\sigma_c}{20},$$

armătura inelară întinsă se ia constructiv.

Cantitatea de armătură inelară, pentru 1 m de înălțime (constructivă — sau rezultată din calcul), trebue să fie aleasă astfel încât deschiderea fisurilor în zona întinsă să nu depășească mărimea admisă (0,20 mm).

Această condiție se verifică cu formula (356), pentru a determina mărimea deschiderii fisurilor în secțiunile dreptunghiulare, supuse la încovoiere:

$$a_f = \psi \frac{\sigma_a}{E_a} \varphi_f n'_r u \frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}} \leq 0{,}20.$$

Coeficientul ψ, care ține seamă de lucrul betonului între fisuri, se ia egal cu unitatea. Deasemenea și

$$\varphi_f = \frac{W_f}{W_a n'_r} = 1,$$

unde W_f — momentul de rezistență al secțiunii la apariția fisurilor.

Valoarea $\frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}}$ se ia egală cu unitatea — în cazul când se întrebuințează armătura cu secțiunea rotundă și 0,8, pentru armătura cu profil periodic sau armătură răsucită.

Practic, calculul la deschiderea fisurilor se face după grafic (fig. 207).

Secțiunile orizontale se calculează la acțiunea vântului și a greutății proprii, precum și la acțiunea vântului, a greutății proprii și a temperaturii; în acest din urmă caz, calculul se face pentru partea expusă la vânt (zona întinsă) și pentru cea opusă (zona comprimată).

Calculul se face începând de sus, pe zone.

In cazul general, secțiunea orizontală a corpului este parțial întinsă și parțial comprimată. Condiția de rezistență a secțiunilor orizontale se exprimă prin inegalitățile:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{at} + \sigma_{av} &\leq \bar{R}_a ; \\ \sigma_{bt} + \sigma_{bv} &\leq \bar{R}_{pr}, \end{aligned}\right\} \qquad (502)$$

în care:

σ_{av} și σ_{bv} sunt — eforturile unitare în armătura întinsă și în zona comprimată a betonului, din cauza acțiunii vântului și a greutății proprii;

σ_{at} și σ_{bt} — eforturile unitare în armătura întinsă și în zona comprimată a betonului, date de diferență-limită de temperatură.

Din cauza acțiunii vântului și a greutății proprii, secțiunile orizontale inelare ale corpului coșului lucrează la compresiune excentrică și eforturile unitare corespunzătoare, se determină din condițiile generale de echilibru:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{bv} &= \frac{M_c}{W_c} ; \\ \sigma_{av} &= \frac{M_a}{W_a}, \end{aligned}\right\} \qquad (503)$$

unde W_c și W_a sunt momentele de rezistență ale secțiunii, în raport cu zonele comprimate și, respectiv, în raport cu cea întinsă;

Scanned with OKEN Scanner

M_c și M_a — momentele forțelor exterioare, în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse și, respectiv, în raport cu centrul de greutate al suprafeței zonei comprimate.

Practic, determinarea eforturilor unitare în secțiunile orizontale, datorite acțiunii vântului și a greutății proprii se face după grafice. La calculul secțiunilor orizontale, ținându-se seamă de temperatură, o parte din dilatația termică din partea expusă vântului se compensează prin lungirile provocate de eforturile unitare σ_{av}; **în partea opusă** momentul dat de diferența de temperatură

$$M_t = \frac{\alpha_t \Delta t_1}{h} B_c$$

mărește eforturile unitare de compresiune, la suprafața interioară a peretelui, și le micșorează la cea exterioară; în acest caz, la suprafața exterioară mai puțin solicitată, poate rezulta atât întindere, cât și compresiune.

Secțiunea armăturii verticale obținută din calculul la rezistență trebue să fie cel puțin egală cu cea determinată de procentul minim de armare și condiționat de lățimea admisibilă a fisurilor, care apar la sarcinile de exploatare.

Pentru coșurile de înălțime mare, momentele încovoietoare din greutatea proprie, din cauza săgeților, pot atinge valori destul de însemnate; deaceea, este necesar deobicei, să se țină seamă de săgețile corpului coșului.

Momentul încovoietor suplimentar provenit din săgeți în secțiunea considerată în calcul se poate determina cu oarecare aproximație, din formula:

$$M_g = \frac{G H_n^2}{8 \rho} \qquad (504)$$

în care: G este greutatea totală a porțiunii de coș, așezată deasupra secțiunii considerate;

H_n — distanța dela secțiunea considerată, până la partea superioară, a coșului;

ρ — curbura în secțiunea considerată.

Placa de fundație a coșului se calculează ca o placă rotundă în consolă, rezemată concentric pe conturul peretelui din beton armat al coșului.

Coșul trebue să fie verificat la stabilitate. In acest scop, se determină momentul de răsturnare și cel de stabilitate prin metoda obișnuită și se găsește coeficientul de stabilitate, care trebue să fie mai mare decât 1,5, adică:

$$k_{răst} = \frac{M_{stab}}{M_{răst}} \geqslant 1{,}5.$$

Așadar, folosind metoda lui Murașev, se poate face un calcul complet al coșului de fum, care ne dă o imagine a stărilor posibile de tensiune, care corespund mai bine realității decât în cazul când calculul se face folosind vechea teorie așa zisă „clasică".

Aceasta se confirmă și de cercetările experimentale efectuate asupra coșurilor de fum din beton armat, de către V. I. Murașev, la Institutul TNIPS, în anii 1949—1950, cercetări care au dat rezultate pozitive.

Scanned with OKEN Scanner

§ 80. STÂLPI (PILONI)

Betonul armat se întrebuinţează la executarea diferitelor feluri de stâlpi — de telegraf, pentru linii de înaltă tensiune, pentru substaţii deschise, căi ferate electrificate, funiculare, pentru stâlpii de felinare etc. Primele experienţe pentru întrebuinţarea acestora datează din 1902, când s'au propus primii stâlpi cu secţiune plină, dreptunghiulară; ei nu au căpătat o răspândire largă, din cauza greutăţii lor însemnate în comparaţie cu stâlpii de lemn şi cu cei metalici. Totuşi, betonul armat prezintă o serie de avantaje în ce priveşte durata, faptul că nu sunt necesare cheltueli pentru reparaţii şi necesarul important de stâlpi datorită desvoltării intense a liniilor de înaltă tensiune. Toate acestea au dus la proiectarea diferitelor tipuri de stâlpi de beton armat, executaţi nu numai pe locul de montaj, ci şi în fabrici. Totodată, s'a reuşit reducerea costului lor în aşa măsură, încât stâlpii uşori, de beton armat, pot concura cu stâlpii de lemn şi cu pilonii metalici. Printre avantajele stâlpilor de beton armat, poate fi considerat şi faptul că ei îndeplinesc funcţia de paratrăznet şi deci nu sunt distruşi de trăznet, cum sunt, de exemplu, stâlpii de lemn.

Tipurile de stâlpi existente diferă mai ales în privinţa metodelor de executare şi tipul secţiunii transversale, care poate fi: dreptunghiulară, cu secţiunea dublu T, în formă de stea, inelară, poligonală etc. O răspândire mai largă au căpătat stâlpii cu secţiune inelară (tubulari), care seamănă ca aspect exterior, cu stâlpii de lemn. Din punct de vedere economic, stâlpii executaţi numai în condiţii industriale s'au dovedit mai avantajoşi. Există două metode de acest fel:

In cazul primei metode, se aplică un strat de beton cu o maşină specială, pe o inimă care se roteşte şi pe care este aşezată armătura longitudinală şi cea în spirală. Această metodă nu a luat, însă o răspândire prea mare.

In cazul celei de a doua metode, de centrifugare — metodă care s'a răspândit mai mult — stâlpii se execută în tipare metalice. Tiparul este format din 2 jumătăţi longitudinale: în interior, se prinde de ele armătura asamblată, longitudinală şi în spirală, pe care — datorită forţelor centrifuge produse la învârtirea tiparului cu viteză mare — se aplică betonul plastic introdus în interiorul lui. Primii stâlpi au fost executaţi cu această metodă în 1905.

Stâlpii centrifugaţi au o formă puţin conică; suprafaţa exterioară poate fi şi poligonală (conturul interior fiind în mod obligatoriu circular).

Armătura unor astfel de stâlpi este formată din bare longitudinale şi din spirale, aşezate pe ambele părţi ale barelor longitudinale (fig. 455).

Scheletul de armătură se asamblează prin mijloace mecanice. Locurile de intersecţie a barelor se leagă cu sârmă sau se sudează, astfel că deplasarea reciprocă a elementelor armăturii este imposibilă. Poziţia corectă a armăturii în tipare este asigurată prin aşezarea unor plăcuţe de beton.

Traversele de beton armat se execută separat şi apoi, se fixează pe stâlp (fig. 456) turnându-se mortar de ciment (1 : 2) prin orificii speciale (pe locul de montaj).

Stâlpii se execută simpli sau dubli şi înălţimea lor maximă atinge 36 m.

Scanned with OKEN Scanner

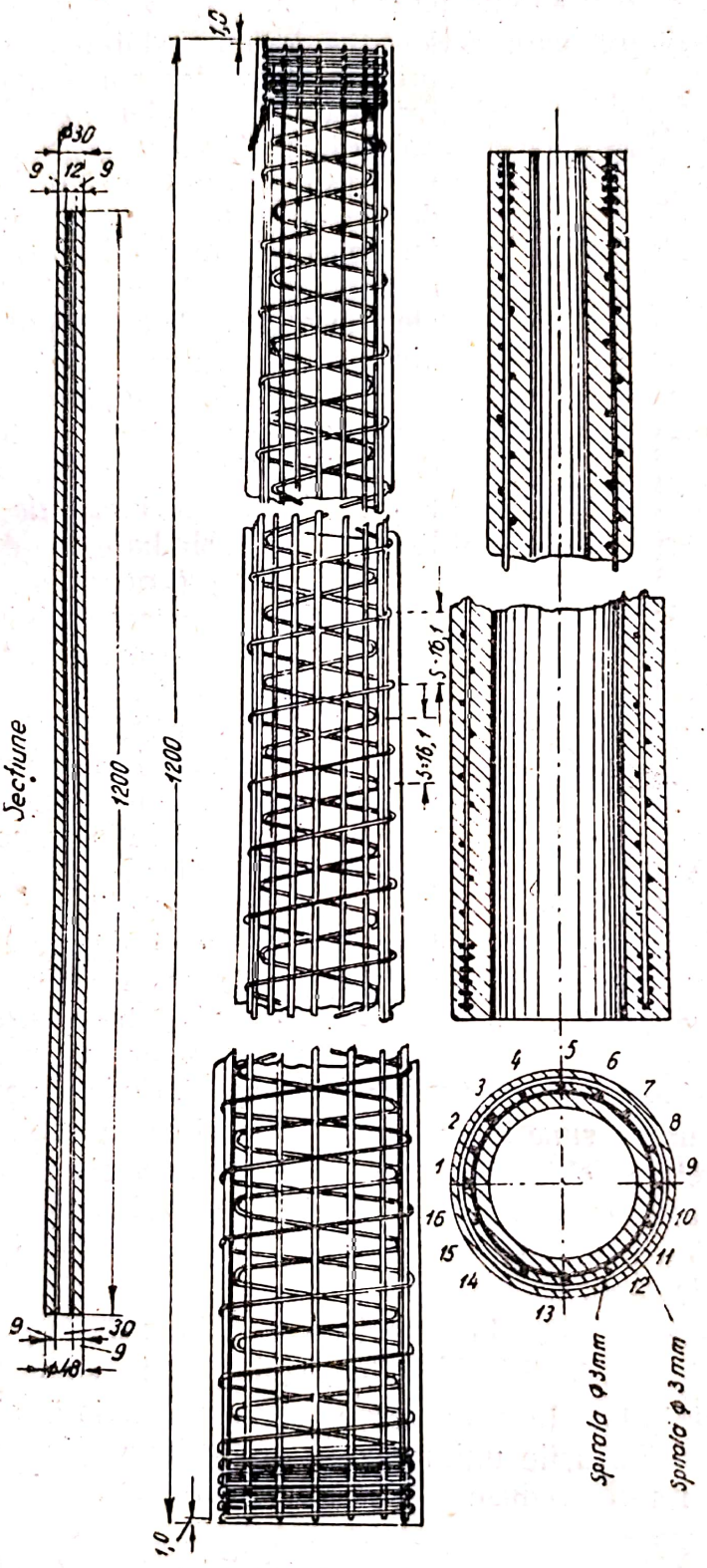


Fig. 455. Alcătuirea unui stâlp tubular.

Începând din 1931 s'au executat în U.R.S.S. astfel de stâlpi cu înălțimea până la 18 m, diametrul la vârf de 15—33 cm și greutatea până la 4,5 t, pentru solicitări la o tracțiune până la 2 t.

Forțele exterioare care acționează asupra stâlpilor sunt: greutatea proprie, greutatea conductorilor, a cablurilor și a izolatoarelor, greutatea gheței și a zăpezii, poleiul, presiunea vântului asupra stâlpului, precum și forțele provocate de eforturile unitare, datorite variațiilor de temperatură, în conductori. In acest caz, normele existente de calcul al liniilor exclud eventualitatea acțiunii simultane maxime a temperaturii, a vântului și a gheții.

Fig. 456. Stâlp pentru transmisie electrică.

La *calculul stâlpilor* care servesc la susținerea cablurilor, se deosebesc: *stâlpi de sprijin* (intermediari), așezați pe sectoarele drepte ale liniei; *de colț,* așezați în locurile de schimbare de direcție a liniei; *de intindere* (ancoraj), care creează puncte fixe pe traseul liniei și stâlpi *de capăt,* care sunt supuși la tracțiune numai de o singură parte.

Din cauza acțiunii vântului, direct pe stâlp și pe conductorii acoperiți cu polei, stâlpii de sprijin sunt supuși unor eforturi mai mari, pe direcția transversală, decât pe cea a cablurilor .

In calculul stâlpilor dela colțuri tracțiunea se ia egală cu rezultantă întinderii conductelor pe ambele direcții.

In cazul când traversele au o lungime mare, este necesar să se țină seamă de eforturile de torsiune, care se produc din cauza întinderii neuniforme a conductorilor și în urma ruperii unei părți a acestora. Deobicei, eforturile de torsiune sunt preluate chiar de beton și numai în unele cazuri este necesar ca stâlpul să se armeze cu o spirală specială, la partea superioară; la partea inferioară, odată cu mărirea secțiunii transversale a stâlpului, eforturile de torsiune se micșorează.

Deasemenea secțiunile stâlpilor trebue să fie calculate și la eforturile care pot apărea în ele, în timpul transportului și al instalării lor.

Secțiunea stâlpilor lucrează la compresiune axială și la încovoiere; însă — deoarece eforturile unitare de compresiune din greutate proprie, ghiață etc. sunt relativ reduse — *stâlpii se calculează, deobicei, numai la încovoiere.*

Stâlpii de beton armat, care servesc ca piloni pentru funiculare, sunt supuși desigur la eforturi mai mari (inclusiv cele verticale) decât stâlpii liniilor de transmisie; la calculul lor trebue să se aibă în vedere deasemenea și eforturile de compresiune.

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL XVI

CONSTRUCȚII DE BETON ARMAT PRECOMPRIMAT

§ 81. IDEEA PRECOMPRIMĂRII ȘI TIPURILE PRINCIPALE DE ELEMENTE DE CONSTRUCȚIE PRECOMPRIMATE

Betonul simplu lucrează în condiții mult mai defavorabile la întindere, decât la compresiune, pe când la betonul armat, acest neajuns este înlăturat. Betonul armat obișnuit are însă, neajunsul că, în zona întinsă, este posibilă apariția fisurilor chiar la încărcări relativ mici, inferioare valorilor de calcul. Aceasta se datorează faptului că betonul are o lungire specifică de rupere foarte mică; primele fisuri apar chiar la o lungire specifică de 0,1—0,2 mm/m, pe când armătura întinsă, lucrând sub sarcina de exploatare ($\sigma_a = 1250$ kg/cm²) are lungiri de 3—6 ori mai mari. Pe de altă parte, odată cu ridicarea mărcii betonului, rezistența lui la întindere crește într'o măsură mult mai mică.

Având în vedere că modulul de elasticitate E_a, la diferite oțeluri, este aproape același, este ușor de văzut ($\varepsilon_a = \sigma_a : E_a$) că, în timp ce la armătura din oțel obișnuit ($\sigma_a = 1250$ kg/cm²) apar în beton fisuri capilare, în cazul armăturii din oțel superior ($\sigma_a \geqslant 5000$ kg/cm²) apar fisuri deschise, care sunt cu totul inadmisibile în construcții.

De aici, urmează că la metodele curente de execuție în beton armat obișnuit, folosirea unor materiale cu rezistențe superioare nu poate fi eficace, deoarece rezistența lor nu poate fi folosită integral.

Pe de altă parte, folosirea la construcțiile din beton armat, a unor materiale cu rezistență superioară este avantajoasă, deoarece costul betonului și al oțelului crește într'o proporție mai mică decât rezistența lor.

Diferitele măsuri preventive ce se iau pentru a împiedica apariția fisurilor în beton și pentru a folosi integral capacitatea de rezistență superioară a materialelor, nu au dus la rezultate satisfăcătoare în cazul procedeelor obișnuite de execuție a lucrărilor din beton armat.

Tendințele ulterioare, de a înlătura aceste lipsuri, au dus la crearea unui nou tip de elemente de construcție: elementele de construcție precomprimate.

Ideea de bază a acestui tip de elemente de construcție constă în aceea că, prin precomprimarea betonului în punctele elementului unde sarcinile produc eforturi de întindere, se asigură posibilitatea solicitării lui la întindere, sub acțiunea sarcinilor de exploatare, fără a se forma fisuri înainte de vreme.

Scanned with OKEN Scanner

Precomprimarea betonului poate fi realizată prin diferite sisteme. Cel mai eficace sistem îl constitue precomprimarea betonului prin preîntinderea armăturii.

In funcție de metoda de preîntindere, elementele de construcție bazate pe acest principiu se pot împărți în două tipuri principale:

1. Elemente în care precomprimarea se realizează prin întinderea armăturii, înainte de turnarea betonului (fig. 457, *a*). In acest caz, forța care rezultă din întinderea armăturii se transmite unor reazeme speciale. După

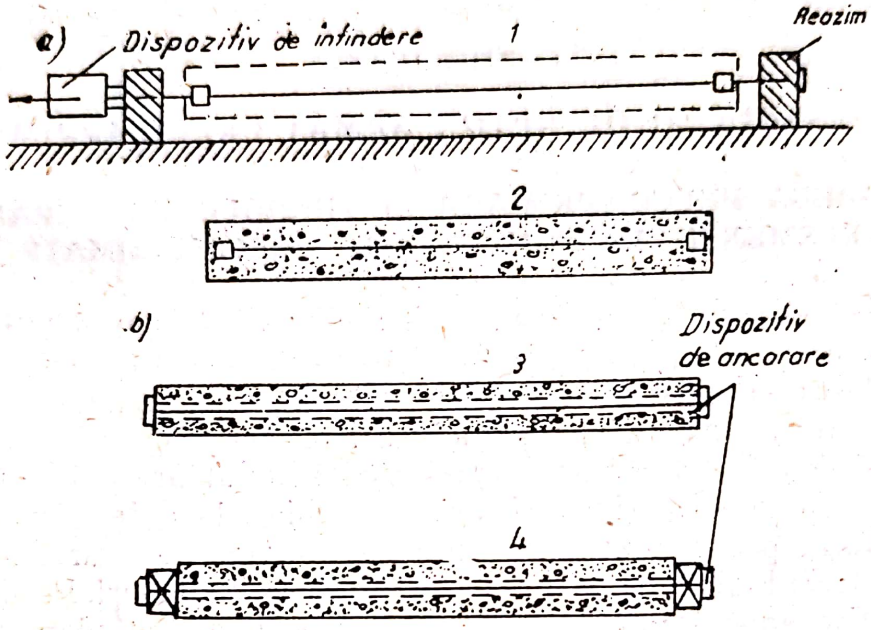


Fig. 457. Tipurile principale de elemente precomprimate.

a — cu preîntinderea armăturii înainte de turnare; b — cu preîntinderea armăturii după întărirea betonului: 1 — în momentul întinderii; 2 — elementul gata executat; 3 — elementul pregătit pentru precomprimare; 4 — elementul gata precomprimat.

turnarea și întărirea betonului, dispozitivele de întindere se slăbesc și armătura, scurtându-se, transmite betonului eforturi de compresiune.

2. Elemente în care precomprimarea se realizează prin întinderea armăturii, după întărirea betonului (fig. 457, *b*). In acest caz, armătura nu are, deobicei, aderență cu betonul. După întărirea betonului, se întinde armătura și, în același timp, se comprimă betonul; în această situație de echilibru, armătura se fixează la extremitățile elementului cu ancoraje speciale.

In cele ce urmează se vor analiza succesiv, stările de tensiune ale unui element de construcție de primul tip (fig. 458).

1. Inainte de turnarea elementului, armătura se întinde în limitele elastice; intensitatea efortului unitar inițial în armătură se numește efortul unitar de control (controlat) la întindere (fig. 458, *a*) și se notează cu σ_{ak}.

2. După turnarea elementului și după ce betonul capătă o rezistență suficientă (deobicei, aproximativ 70% din rezistența necesară), armătura se eliberează din dispozitivele de întindere și aceasta, tinzând să revină la poziția inițială, comprimă betonul. Scurtarea (comprimarea) betonului care se produce în acest caz, reduce, într'o oarecare măsură, lungirea elastică inițială a armăturii, ceeace duce la pierderea unei părți din efortul unitar inițial de control (fig. 458, *b*) obținut prin preîntindere.

Scanned with OKEN Scanner

3. Ulterior, din cauza contracției și a curgerii lente a betonului și ca o consecință a scurtării betonului, armătura pierde o parte din efortul unitar inițial de întindere, iar betonul pierde o parte din eforturile unitare de compresiune. Deaceea, preîntinderea armăturii trebue să fie destul de mare, pentru a putea acoperi pierderile din contracție și din curgerea lentă a betonului, pierderi ce pot avea valori importante (până la 1500 kg/cm²) (fig. 458, *c*).

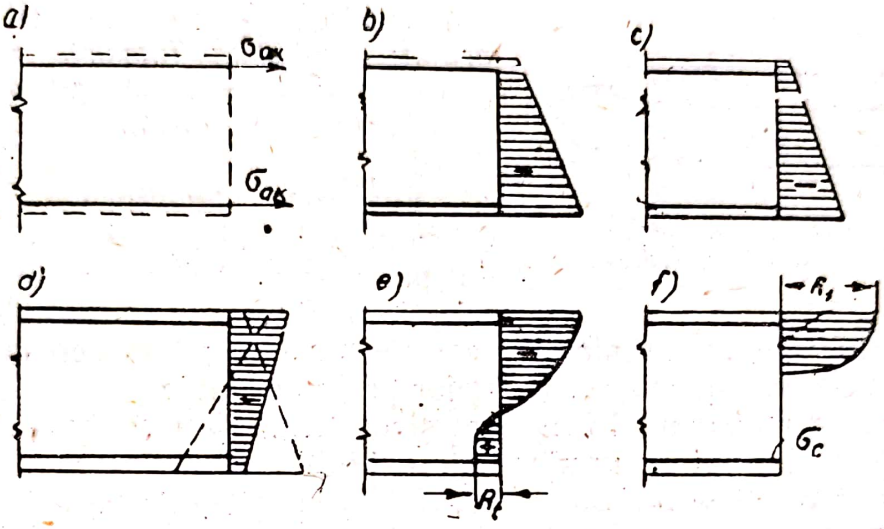


Fig. 458.

4. Odată cu aplicarea sarcinei exterioare pe elementul de construcție, eforturile unitare provocate de sarcină se vor însuma cu eforturile inițiale (diagramele arătate prin linii punctate), în beton neputând să existe decât eforturi de compresiune sau, în cel mai rău caz, eforturi de întindere care să nu depășească valoarea-limită, adică la care să nu apară încă fisurile. In unele cazuri speciale, efortul unitar în fibrele întinse poate fi nul (fig. 458, *d*).

5. Continuându-se creșterea sarcinii, efortul unitar în fibrele întinse poate ajunge la valoarea R_t; în acest caz, rezistența betonului la întindere va fi depășit și, astfel, apar primele fisuri (fig. 458, *e*).

6. Mărind mai departe sarcina exterioară, aplicată pe elementul de construcție, se atinge în zona comprimată rezistența de rupere a betonului, la compresiunea din încovoiere R_i, iar în zona întinsă — limita de curgere a armăturii σ_c. Această stare de tensiune a elementului corespunde stadiului de rupere, într'un element din beton armat obișnuit, fără armătură preîntinsă (fig. 458, *f*).

Cele expuse la ultimul punct permit ca, atunci când se determină capacitatea portantă a elementelor precomprimate, să se folosească aceleași ipoteze fundamentale de calcul, după stadiul de rupere, stabilite pentru betonul armat obișnuit.

In ceeace privește a doua metodă de creere a efortului unitar inițial, principala deosebire față de cea dintâi constă în faptul că efortul unitar de control σ_{ak} se fixează în timpul comprimării elastice a betonului. După cum s'a arătat, aderența cu betonul este adesea nulă, în cazul acestei metode, iar pierderile de efort, datorite contracției și curgerii lente a betonului, sunt mai mici, din cauza întăririi parțiale prealabile a betonului; în

schimb însă, apar alte pierderi de efort, din cauza strivirii betonului în ancoraje.

Rezumând cele expuse mai sus, se poate spune că principala deosebire dintre elementele precomprimate și cele din beton armat obișnuit, constă în faptul că, la construcțiile precomprimate, se iau măsuri *pentru a se împiedica apariția prematură a fisurilor.* In practică, prin această se rezolvă una din problemele esențiale ale betonului armat: *problema folosirii raționale a mărcilor superioare de oțel și beton.* In același timp, se realizează și *economie de oțel.*

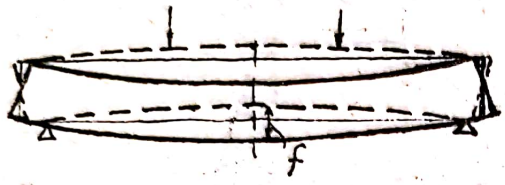


Fig. 459. Săgețile grinzii dela precomprimare și în stadiul de exploatare.

Folosirea cimenturilor superioare, cu întărire rapidă, este justificată aici din punct de vedere economic, prin faptul că, în acest caz, se pot scoate mai repede dispozitivele de întindere și cofrajele, adică se accelerează execuția lucrărilor de confecționare a elementelor precomprimate.

In afară de rezistența la fisurare și de avantajele economice, elementele precomprimate mai au următoarele calități:

a) *Rigiditatea sporită.* Săgețile grinzilor precomprimate sub sarcinile de exploatare sunt cu mult mai mici decât ale grinzilor de beton armat obișnuit, fapt care este o consecință a lipsei de fisuri și a apariției unor deformații inițiale de sens contrar cu deformațiile provocate de sarcină (fig. 459);

b) *Greutatea proprie mai mică* și *posibilitatea de a folosi elemente de deschideri mari,* ceeace duce *la lărgirea domeniului de aplicare a betonului armat* și la înlocuirea elementelor de construcție metalice prin elemente din beton armat;

c) In sfârșit, prin asigurarea rezistenței la fisurare sub sarcina de exploatare, se sporește *durabilitatea* elementelor de construcție din beton armat.

Precomprimarea se aplică, în mod rațional, în special la elementele solicitate la întindere centrică și excentrică, la încovoiere și compresiune excentrică după cazul 1.

Conform Instrucțiunilor (I—148—50), toate elementele precomprimate din beton armat se împart, în funcție de metodele de execuție și de ancorare a armăturii, în 3 grupe:

a) elemente de construcție cu armătură neancorată;
b) elemente cu armătură ancorată;
c) elemente cu armare continuă.

§ 82. DOMENIUL DE APLICAȚIE ȘI ISTORICUL DESVOLTĂRII ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚIE PRECOMPRIMATE

Din cele expuse până acum, rezultă că elementele „precomprimate" sau „cu armătură preîntinsă" prezintă mari avantaje tehnice și economice, în comparație cu elementele obișnuite din beton armat. La aceste elemente sunt înlăturate principalele lipsuri ale betonului armat: greutatea proprie mare și posibilitatea de apariție a fisurilor. In afară de aceasta, cantitatea

de oțel consumată pentru armare este simțitor mai mică, în comparație cu cele din beton armat obișnuit. Acest din urmă avantaj este deosebit de prețios, întrucât economia de oțel în construcții este una din sarcinile primordiale ale economiei naționale. Este adevărat că, în majoritatea cazurilor, la elementele precomprimate din beton armat, se folosește un oțel superior, care este aproximativ de 3 ori mai scump decât oțelul obișnuit, cu puțin carbon; utilizarea lui este justificată însă, din punct de vedere economic. Elementele precomprimate trebue să găsească o largă folosire, atât la elementele prefabricate din beton armat, cât și în construcțiile monolite.

Inainte de toate, este mare nevoie de elemente prefabricate ușoare pentru planșee și acoperișuri, la clădiri de locuințe și la clădiri publice, precum și de traverse pentru căile ferate, în special în regiunile sărace în păduri. Aceste elemente necesită puțin oțel și se pretează la execuția în serie, în fabrică.

Betonul precomprimat este deosebit de eficace în cazurile când betonul armat obișnuit este desavantajos sau nerațional, ca de exemplu: în sistemele de grinzi cu deschideri mari, la halele industriale. In multe cazuri, grinzile precomprimate pot înlocui elementele de construcții metalice. In construcțiile industriale, sunt cazuri de folosire a unor grinzi cu deschiderea de 20 m, iar în construcțiile de hangare, chiar peste 50 m, astfel de grinzi putând fi atât prefabricate, cât și turnate pe loc.

Elementele precomprimate, cu deschideri mari, au găsit un larg domeniu de aplicare la poduri, la care deschiderile grinzilor executate ajung până la 50 m și chiar mai mult.

Betonul precomprimat este foarte convenabil, în construcțiile la care nu este permisă apariția fisurilor, cum sunt: conductele forțate, rezervoarele etc. Rezervoarele de beton precomprimat nu se execută numai pentru păstrarea apei și a diferitelor lichide, ci — aplicându-li-se o izolație rezistență la acțiunea benzinei — ele pot fi folosite și pentru păstrarea carburanților ușori (benzină, ligroină, gazolină etc.).

Totuși, aceasta nu înseamnă că betonul armat obișnuit și-a pierdut importanța. El se va întrebuința și de acum înainte, pe o scară largă, în diferite domenii ale construcțiilor, și rămâne de neînlocuit în multe construcții și elemente, ca în: scheletele clădirilor, planșeele monolite, fundații, elementele solicitate mai ales la compresiune și în multe elemente de construcții prefabricate etc.

Betonul precomprimat trebue folosit acolo unde dă un rezultat tehnico-economic important, dar nu trebue folosit în cazurile când poate fi întrebuințat betonul armat obișnuit.

Ideea precomprimării elementelor solicitate la întindere a fost propusă, pentru întâia oară, în 1861, pentru fabricarea țevilor de tun, de către un savant rus, artileristul și academicianul A. V. Gadolin. Aplicarea acestei idei, la betonul armat, s'a făcut în anul 1888, dar propunerile inițiale nu au dus, atunci, la rezultate practice. Aceasta se explică prin faptul că efortul unitar de preîntindere era neînsemnat (aproximativ 600 kg/cm²); deaceea, după un anumit timp, în urma scurtării betonului, sub acțiunea contracției și a curgerii lente, efectul precomprimării dispărea aproape integral.

Scanned with OKEN Scanner

In anul 1928, Ing. E. Freyssinet (Franța), folosind oțeluri superioare și beton superior, a utilizat eforturi unitare inițiale mari (peste 4000 kg/cm²); de atunci, se poate spune că betonul precomprimat a căpătat o importanță practică.

In anul 1930, Prof. V. V. Mihailov, a efectuat (la Tblissi) încercări cu elemente precomprimate (centrifugate), iar puțin mai târziu, I. G. Ivanov-Diatlov și D. V. Ofrosimov (la Moscova) au început să efectueze încercări cu tuburi armate cu o spirală care se înfășura la cald, pe miezul tubului.

La începutul Marelui Război pentru Apărare a Patriei, s'au construit, în cadrul fostului Comisariat al Poporului pentru Construcții, două instalații de execuție: una pentru grinzi precomprimate (Trustul „Stroitel") și alta pentru tuburi (Trustul pentru Construcții speciale din Sud). In afară de acestea, a fost montată la fabrica din Pavșino, o instalație pentru executarea grinzilor precomprimate și s'a terminat construirea unei fabrici pentru executarea elementelor centrifugate precomprimate.

In același timp, sub conducerea Prof. A. A. Gvozdev, s'au întocmit de către ȚNIPS primele „Instrucțiuni pentru proiectarea elementelor precomprimate din beton armat și indicații pentru execuția lor", publicate (în formă de proiect) în anul 1943. Instrucțiunile cuprindeau prețioase indicațiuni pentru calculul și alcătuirea elementelor precomprimate.

Imediat după sfârșitul războiului, s'a trecut la introducerea, în sectorul de construcții, a elementelor precomprimate. S'au construit fabrici pentru execuția grinzilor și a traverselor din beton armat „cu coarde". Cu aplicarea acestor noi tipuri de elemente s'au ocupat o serie de întreprinderi de construcții. Au apărut noi propuneri ale specialiștilor sovietici, referitoare la elementele precomprimate și la metodele de realizare a lor, atât în ce privește elementele mici, de „beton armat cu coarde" (V. V. Mihailov, A. A. Sansiev, KTIS etc.), cât și elementele de deschideri mari (A. P. Corovchin, TNIS MPS)[1]) etc.

Au fost elaborate și introduse în practică tipuri de conducte și rezervoare precomprimate, cu mașinile necesare pentru întinderea armăturilor înfășurate.

Pe rețeaua de cale ferată s'au construit poduri cu grinzi de beton armat precomprimat cu deschideri mari.

In anul 1950 Institutul ȚNIPS a elaborat noi Instrucțiuni[1]) pentru proiectarea elementelor precomprimate, fundamental diferite de Instrucțiunile din anul 1943.

§ 33. MATERIALE INTREBUINȚATE PENTRU EXECUTAREA ELEMENTELOR PRECOMPRIMATE DIN BETON ARMAT

Pentru executarea elementelor precomprimate din beton armat este rațional și avantajos, din punct de vedere economic, să se folosească materiale (beton și oțel) cu rezistențe superioare, ale căror proprietăți diferă simțitor de proprietățile betonului și ale oțelului moale, folosite la construcțiile obișnuite din beton armat.

[1]) Institutul Central Științific pentru Construcții al Ministerului Căilor de Comunicații. (N. R.).

[1]) „Instrucțiuni pentru proiectarea elementelor precomprimate din beton armat" (I—148—50), Stroiizdat 1951.

1. Betonul

In funcție de tipul și de destinația elementelor precomprimate din beton armat, sunt folosite diferite mărci de beton, în special cele superioare, începând dela marca 200.

Pentru obținerea betoanelor de rezistență superioară, se folosesc cimenturi cu rezistență superioară, agregate de mare rezistență, un factor A/C redus, dozaje ridicate de ciment și compactare mecanică (vibrare, centrifugare, vibropresare, vacuumare cu vibrare și torcretare). După condițiile impuse rezistenței mecanice a betonului, se pot aplica fie o parte din aceste măsuri, fie totalitatea lor. Alegerea corespunzătoare a compoziției betonului se face pe baza unor instrucțiuni speciale.

Tehnologia modernă a betonului face posibilă obținerea unui beton a cărui rezistență să depășească marca cimentului.

La elementele precomprimate, are o deosebită importanță reducerea timpului de întărire a betonului, pentru a se utiliza cât mai mult cofrajele și instalațiile de întindere. După cum au arătat experiențele cercetătorilor sovietici, o însemnată reducere a timpului de întărire se realizează prin tratarea cu abur sau încălzirea uscată.

Caracteristicile mecanice ale betoanelor de rezistență superioară nu au fost, însă, suficient studiate. Până la obținerea unor date mai exacte, pentru determinarea rezistenței de rupere a betoanelor, se pot folosi relațiile cunoscute:

— pentru rezistența prismatică — formula ȚNIPS (A. A. Gvozdev):

$$R_{pr} = \frac{1300 + R}{1450 + 3R} R;$$

— pentru rezistența de rupere la întindere — formula

$$R_t = \frac{1}{2}\sqrt[3]{R^2};$$

— pentru rezistența convențională de rupere la compresiune din încovoiere — formula ȚNIPS

$$R_i = 1{,}25\ R_{pr}.$$

In tabela 8 se dau valorile rezistenței de rupere, de calcul, pentru betoanele de diferite mărci, în funcție de natura eforturilor care acționează.

Pentru elementele de construcții executate prin centrifugare, marca betonului se determină după rezistența de rupere la compresiune a cuburilor mici ($7 \times 7 \times 7$ cm sau $5 \times 5 \times 5$ cm) sau a epruvetelor inelare (cilindri tubulari, cu diametrul exterior $D = 25$ cm, înălțimea $h = 20$ cm și grosimea pereților $\delta = 2{,}5$ cm), executate prin aceeași metodă. Valoarea rezistenței cubice a betonului R (marca, în kg/cm²), după rezultatele încercării la compresiune a epruvetelor inelare, se determină după formula:

$$R = \frac{R_{in}}{0{,}85 - \frac{R_{in}}{2000}}$$

în care R_{in} este rezistența betonului la compresiune, determinată pe epruvete inelare.

Alegerea mărcii betonului, pentru elementele precomprimate, precum și a metodei de îndesare a betonului, se face pe baza unei analize tehnico-economice, în funcție de: destinația elementului, tipul de armare, tipul de ancoraje și condițiile de execuție.

După Instrucțiunile (I—148—50), pentru tipurile de elemente indicate mai jos, se recomandă folosirea următoarelor mărci de beton:

a) pentru elementele cu armătură ancorată, din oțel tras la rece, marca minimă a betonului 300; iar pentru cele cu armătură din oțel laminat la cald, minimum 200;

b) pentru elementele din beton armat cu coarde, din oțel cu diametrul de 5 mm sau mai puțin (având suprafața prelucrată), în momentul scoaterii armăturii de sub efortul de întindere betonul trebue să aibe marca cel puțin 400;

c) pentru elementele cu armătură cu profil periodic, beton de marca cel puțin 200;

d) pentru elementele prefabricate monolitizate, de mari deschideri, a căror greutate proprie reprezintă o importantă parte din sarcina de calcul, beton de marca cel puțin 400;

e) pentru rezervoare, silozuri și conducte forțate de beton armat, cu armătură în spirală preîntinsă — beton de marca cel puțin 200.

2. Armătura și dispozitivele de ancorare

Pentru armătura elementelor precomprimate, se pot folosi oțelurile recomandate de Prescripțiile N și TU—3—49, pentru betonul armat obișnuit; cel mai rațional este să se folosească însă coarde cu rezistență superioară, trase la rece, din oțel dur. Alegerea felului armăturii depinde de tipul elementului și de dimensiunile acestuia.

Pentru armarea elementelor prefabricate din beton armat, cu secțiuni mici, se folosește în U.R.S.S. în special sârmă de cablu (cu un conținut de carbon 0,4—0,8%), având diametrul de 1,8—5,0 mm. Din cauza diametrului mic al armăturilor (coarde) aceste elemente au căpătat denumirea de elemente din beton armat cu coarde de oțel.

Sârmă de cablu obținută prin trefilarea la rece are o rezistență superioară, la rupere (dela 12000 la 19000 kg/cm²); cu cât diametrul sârmei este mai mic, cu atât rezistența de rupere a ei este mai mare.

Diametrul în mm	1,8;	2,6...3,0;	3,2;	3,5...4,0	4,5;	5,0
Rezistența de rupere de calcul σ_{rr} în kg/cm²	19000	18000	16000	14000	13000	12000

In U.R.S.S. s'a pus la punct și fabricarea unei sârme de rezistență și mai înaltă, dar acest material nu se întrebuințează încă pentru aceste elemente.

Sârma de cablu este mai economică, în comparație cu sârmele de alte tipuri (de ex. sârma de arcuri).

Scanned with OKEN Scanner

După cum au arătat experiențele făcute la Institutul ȚNIPS[1]) datele din literatura străină, potrivit cărora rezistența superioară la lunecare în beton a sârmelor subțiri (până la 5 mm) precum și autoancorarea lor (pe lungime mică) — s'ar datora folosirii preîntinderii și a mărcilor superioare de beton, nu corespund întotdeauna realității. Rezistența la lunecare în beton a armăturii și ancorarea acesteia depind de mulți factori și variază între limite mari. O influență foarte serioasă, asupra acestei rezistențe exercită starea suprafeței barelor: în cazul suprafețelor perfect netede, această rezistență este neînsemnată, dar în cazul suprafețelor rugoase ea crește mult. Preîntinderea armăturii mărește în realitate rezistența la lunecare, care crește odată cu sporirea efortului unitar de întindere; această influență se manifestă, în mod vizibil, în cazul suprafețelor perfect netede și, mai puțin vizibil, la suprafețele rugoase.

In concordanță cu rezultatele acestor experiențe, Instrucțiunile (I—148—50) recomandă ca pentru asigurarea aderenței necesare (ancorării) suprafața sârmei, cu diametrul până la 5 mm să fie prelucrată mecanic prin cresterea suprafeței la mașina automată, în timpul îndreptării sârmii sau, pe cale chimică, adăugând în beton clorura de calciu[2]). Se pot folosi și alte metode, a căror eficacitate este verificată de experiență. In cazul când sârma nu este prelucrată corespunzător, precum și atunci când se folosește un oțel moale, sunt necesare dispozitive pentru o ancorare sigură a armăturii în beton.

Pentru armătura care se poate suda, ancorajele se pot executa fie din bucăți sudate (fig. 460, *a*) sau din șaibe (fig. 460, *b*), fie folosind o piuliță (fig. 460, *c*) ori sudând o piesă ștanțată (fig. 460, *d*).

Pentru armătura cu diametrul sub 5 mm, care nu permite sudura, Institutul ȚNIPS a elaborat următoarele dispozitive de ancorare:

1) Ancorajul în formă de inel: „buclele" sistem Dmitriev (fig. 461, *a*). In acest caz, bara se îndoaie într'un punct; pe buclă, se îmbracă un inel oval, sudat sau presat, iar în spațiul dintre inel și bară se introduce bara de ancorare. Diametrul oțelului rotund pentru inele trebue să fie cel puțin egal cu diametrul barei ce se ancorează; diametrul barei de ancorare, cel puțin de 5 mm și egal cel puțin cu dublul diametrului barei care se ancorează. Acest tip de ancoraj este avantajos din punctul de vedere al ușurinței de execuție.

2. Ancoraj din bucăți de țeavă (fig. 461, *b*) care — după ce capetele îndoite ale fascicolului de armătură au fost introduse în interiorul lor, se umplu cu un mortar de rezistență superioară. Pentru o mai bună încastrare a armăturii, țevile se turtesc puțin; capătul opus al bucății de țeavă este prevăzut cu filet interior sau cu o piuliță sudată, pentru a se fixa bulonul de întindere, necesar la aplicarea preîntinderii.

La elementele masive de deschideri mari, este necesar, pentru armare, un mare număr de coarde, ceeace complică asamblarea și întinderea armăturii. Deaceea, pentru astfel de elemente, se folosește tot oțel de cablu,

[1] S. A. Dmitriev: Rezistența la lunecare în beton a armăturii preîntinse, trasă la rece. Culegere de articole ȚNIPS, Stroiizdat, 1949.

[2]) Pentru stabilirea influenței pe care o exercită clorura de calciu asupra armăturii, sub influența unor acțiuni defavorabile, sunt necesare cercetări suplimentare.

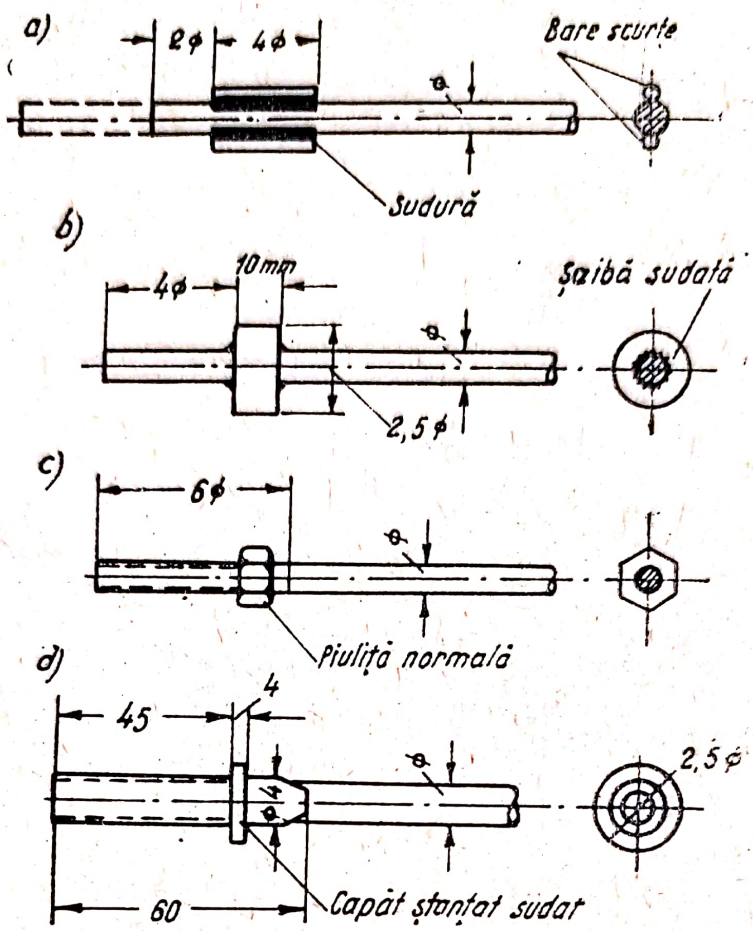


Fig. 460. Tipuri de ancoraje pentru oțeluri moi.

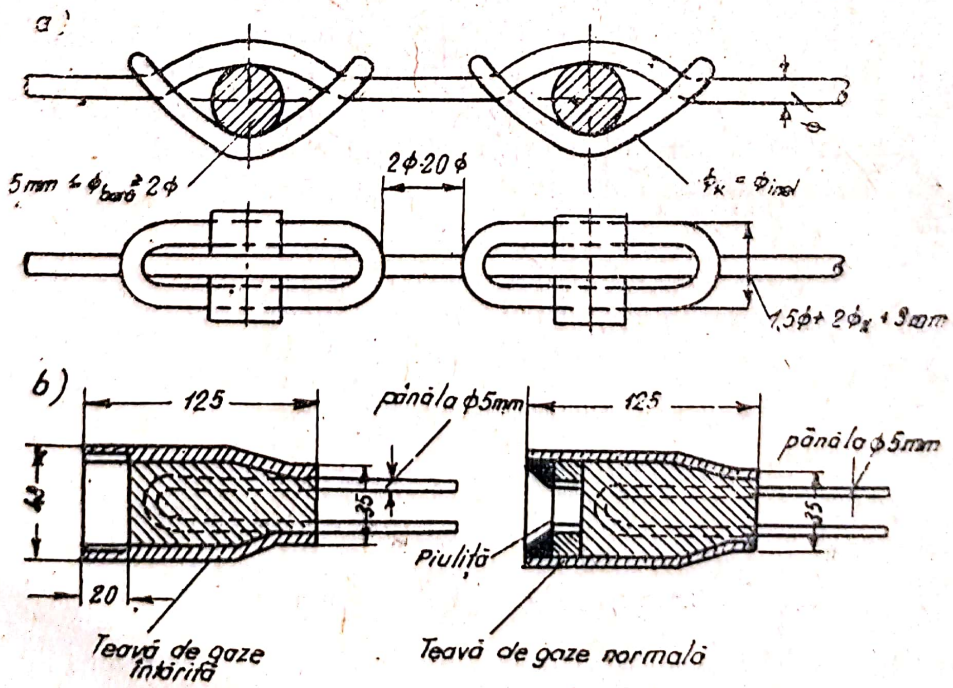


Fig. 461. Tipuri de ancoraje TNIPS pentru armătură din oțeluri dure.

deobicei cu diametrul de 5 mm și cu o rezistență de rupere de 10 000—14 000 kg/cm², dar nu sub formă de coarde izolate, ci de fascicole de armătură, care cuprind 10—60 coarde, numărul lor variind în funcție de masivitatea elementului și de secțiunea necesară a armăturii.

Pentru formarea fascicolului, se așează, în jurul unei bare circulare (miez) din oțel moale, cu diametrul de 6—8 mm, coarde paralele, deasupra cărora se înfășoară o spirală, din sârmă de 1—2 mm, cu pasul de 7—8 cm. Apoi, dacă este necesar, se așează deasupra spiralei un al doilea rând de sârme paralele, se înfășoară din nou cu o spirală și, în sfârșit, se poate așeza și un al treilea rând și ultima spirală (fig. 462). Bara de montaj din oțel moale, nu se întinde. Pentru executarea industrială a acestor fascicole există dispozitive speciale.

In practică, folosirea fascicolelor de armătură a întâlnit, la început, dificultăți în ceeace privește găsirea unei soluții raționale pentru prinderea, întinderea și fixarea ei în element, cu ajutorul ancorajelor. In cele ce urmează se indică o rezolvare simplă și rațională a acestei probleme, după Z. P. Corovchin, (TNIS, MPS) candidat în șt. tehnice.

Inițial, la executarea fascicolelor din 10—20 coarde, pentru formarea ancorajului, toate coardele fascicolului se îndoaie după o curbă lină și se leagă cu sârmă, în jurul unei bucăți de oțel rotund, astfel că îndoiturile sunt dispuse pe perimetru în mod uniform (fig. 463, *a*). Această porțiune îngroșată a fascicolului de coarde se introduce într'o bucată de țeavă care apoi se umple cu mortar de ciment de o rezistență superioară, formând așa numitul *pahar de ancoraj*.

Un pahar de ancoraj perfecționat este acela format dintr'un pahar metalic, prevăzut, în fund, cu un orificiu, prin care se trec coardele fascicolului (fig. 463, *b*); fiecare din coarde se îndoaie cu un cioc simplu, cu ajutorul unui dispozitiv obișnuit, apoi, paharul este umplut cu un mortar de rezistență superioară ($R = 500—600$ kg/cm²) sau cu un aliaj metalic. Există și alte tipuri de pahare, apărute în ultimul timp, așa cum este cel reprezentat in figura 463, *c*. In aceste pahare, numărul de coarde din fascicol poate fi sporit până la 60, ceeace simplifică rezolvarea construcțiilor masive din beton armat precomprimat. Incercarea fascicolelor a arătat că ruperea lor se produce în exteriorul paharelor de ancoraj.

Sârma de cablu se folosește, deasemenea, și la armarea rezervoarelor și a conductelor, înfășurarea făcându-se pe cale mecanică.

La unele elemente și construcții precomprimate (ca de exemplu, grinzi armate, rezervoare etc.) se poate folosi și oțel carbon de alte calități cu rezistență superioară, sau oțeluri aliate având o rezistență de rupere de 9000—12 000 kg/cm²; în acest caz, barele pot fi de secțiune circulară, pătrată, dreptunghiulară etc.

In graficul din figura 464 se dă o comparație elocventă între indicii caracteristicelor mecanice ale coardelor subțiri cu rezistență superioară precum și ale diferitelor categorii de oțel-beton.

După cum reese din grafic, coardele de oțel cu rezistență superioară au o limită de elasticitate mai mare (până la de 10 ori), decât armătura obișnuită (St. 0, St. 3); aceasta duce la o economie corespunzătoare de oțel. Sârma de oțel cu rezistență superioară poate suporta sarcini care merg

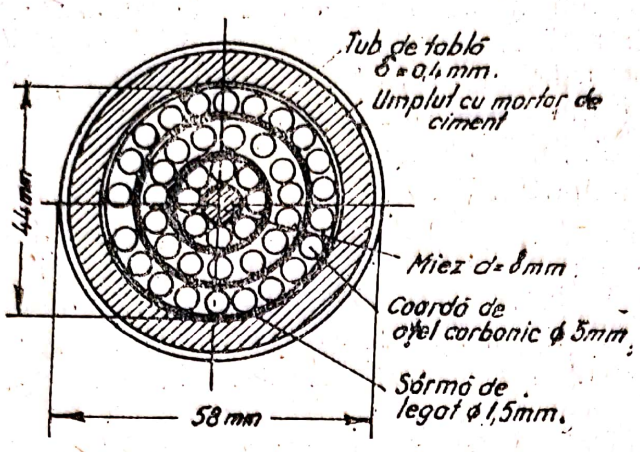
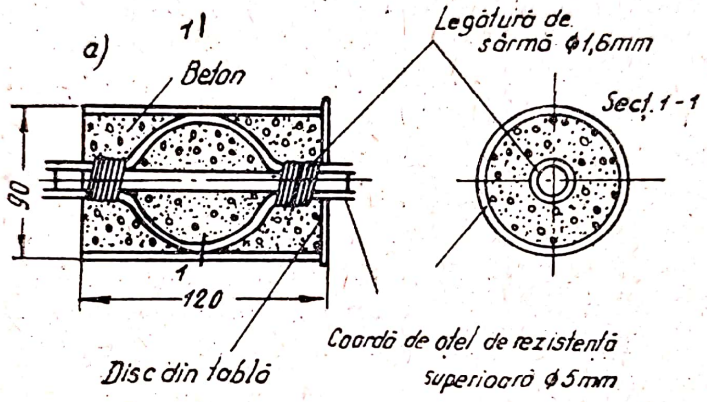
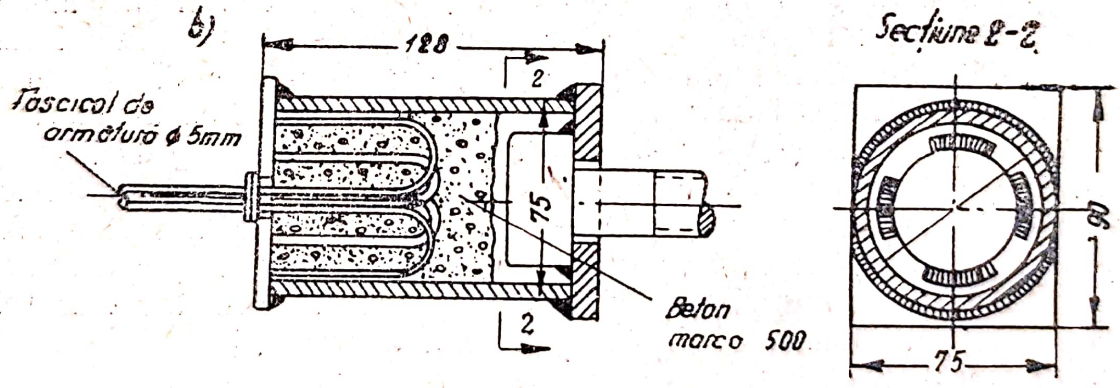


Fig. 462. Secțiune prin fascicol.





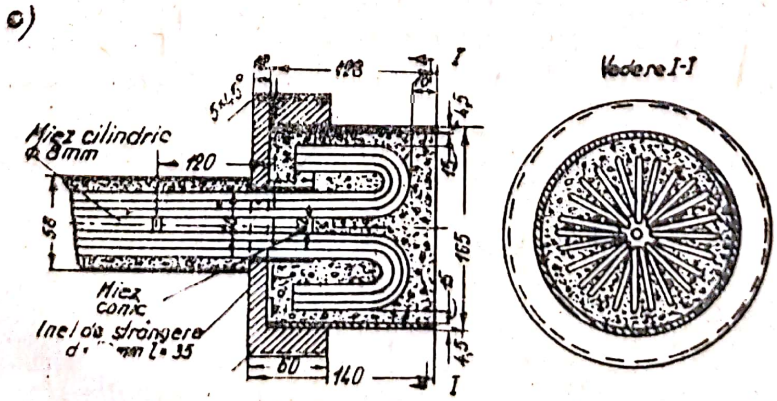


Fig. 463. Pahare de ancoraj.

până la 90% din rezistența de rupere, fără să apară curgerea; ea nu are o zonă de curgere și, la rupere, dă o lungire redusă, de numai câteva procente.

Datorită acestor proprietăți, ruperea armăturii formată din coarde, se produce instantaneu, caracterul ei diferind fundamental de ruperea elementelor de beton armat obișnuit.

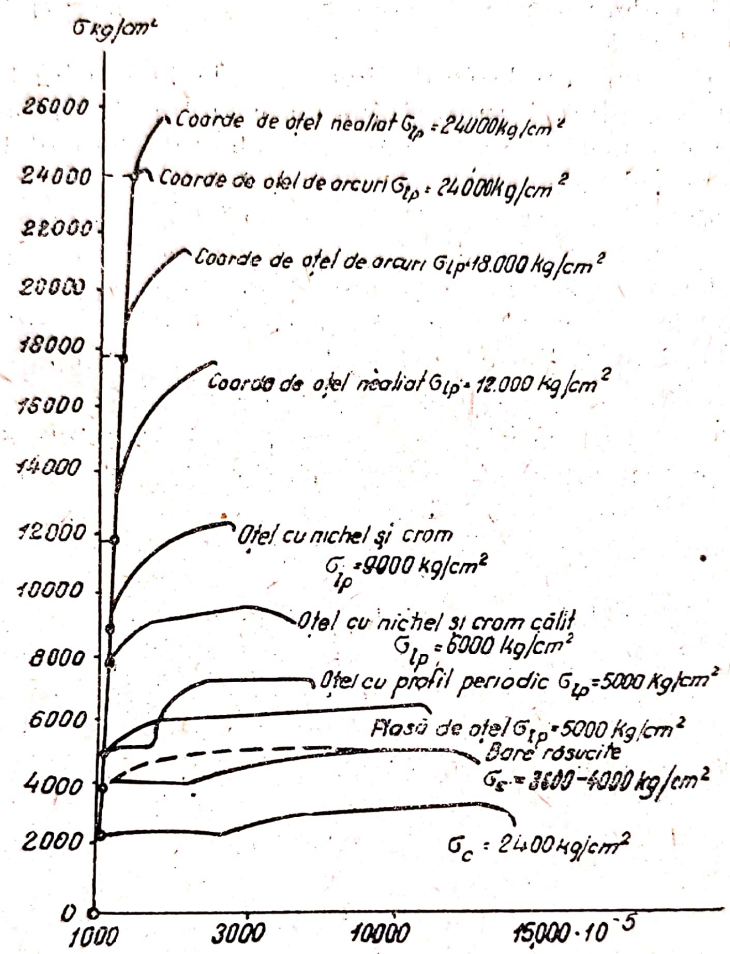


Fig. 464.

Această situație se are în vedere la stabilirea caracteristicilor fundamentale de calcul și a coeficienților de siguranță.

Conform instrucțiunilor (I—148—50), la armătură se iau următoarele caracteristice de calcul:

a) pentru oțelurile dure (fără zonă de curgere) — rezistența la rupere σ_{rr};

b) pentru oțeluri moi — limita de curgere σ_c;

c) pentru oțeluri dure, folosite sub formă de fascicole de armătură, fără aderență cu betonul — limita de proporționalitate σ_{lp}, care, în cazul când lipsesc date experimentale, poate fi luată $\sigma_{lp} = 0{,}65 \ \sigma_{rr}$.

Modulul de elasticitate al oțelului se ia $E_a = 2{,}1 \cdot 10^6$ kg/cm²; pentru fascicolele de armătură (fără aderență) E_a se reduce cu 15%.

§ 84. PRINCIPII FUNDAMENTALE DE CALCUL ŞI CONDIŢII GENERALE DE CONSTRUCŢIE

1. Principii de calcul

Pentru calculul elementelor de construcţii din beton armat precomprimat, s'au elaborat în U.R.S.S., procedee relativ simple, care asigură o suficientă rezistenţă a elementelor de construcţii şi, în acelaşi timp, un consum redus de materiale.

Elementele precomprimate sunt dimensionate la eforturile la care sunt supuse în timpul execuţiei, transportului, montajului şi exploatării.

Ideea de precomprimare introduce în calculul elementelor o serie de particularităţi esenţiale.

Pe lângă calculul *la rezistenţă al elementelor,* se face şi calculul *la fisurare,* asigurându-se construcţia împotriva fisurării sub sarcinile de calcul, printr'o judicioasă alegere a gradului de întindere a armăturii şi a gradului de comprimare a betonului. Apoi, se verifică elementul la eforturile care apar în timpul execuţiei când i se transmite efortul de preîntindere a armăturii (determinarea eforturilor unitare de montaj).

In sfârşit, se verifică eforturile unitare principale, date de sarcinile de exploatare, iar pentru unele elemente, şi cele date de sarcinile care provoacă apariţia fisurilor. In afară de aceasta, pentru unele elemente, se verifică şi eforturile unitare din armătură, date de sarcina dinamică de exploatare.

După cum s'a arătat mai înainte, odată cu formarea fisurilor şi cu scoaterea din lucru a betonului din zona întinsă, repartizarea eforturilor unitare în secţiunea periculoasă nu diferă, în principiu, de repartizarea lor în betonul armat obişnuit: eforturile de întindere sunt preluate de armătură, iar cele de compresiune, de beton. Deaceea, calculul la rezistenţă al elementelor de construcţii precomprimate, adică determinarea dimensiunilor secţiunii transversale şi a armăturii principale, se face cu formulele din prescripţiile N şi TU—3—49.

Coeficientul de siguranţă (la rezistenţă), pentru elementele armate cu oţel moale, se ia în conformitate cu N şi TU; pentru elementele armate cu oţel dur, coeficienţii de siguranţă se stabilesc în raport cu rezistenţa la rupere (tabela 47).

Pentru elementele precomprimate prefabricate, coeficienţii de siguranţă se reduc cu 10%.

La calculul secţiunilor după stadiul de rupere, rezistenţa de rupere de calcul pentru beton se ia din tabela 8.

In ceeace priveşte gradul necesar de rezistenţă la fisurare, toate elementele precomprimate de beton armat se împart, în conformitate cu „Instrucţiunile", în două categorii:

In categoria I intră în primul rând elementele cărora li se impun condiţii de impermeabilitate şi la care nu se admite apariţia fisurilor sub sarcinile de exploatare. Tot în această categorie intră şi elementele care se găsesc sub influenţa cel puţin a unuia din următorii factori: acţiunea constantă exterioară a atmosferei, acţiunea unui mediu agresiv, sarcini dinamice sau care îşi schimbă sensul (grinzi de rulare etc.).

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 47

Coeficienții de siguranță pentru calculul la rezistență al elementelor din beton armat precomprimat

Armătura	Cauza ruperii elementelor	Grupa de eforturi	Acțiunile considerate: Sarcini de exploatare: Fundamentale $\frac{T_m}{T_p} \leq 2$	Fundamentale $\frac{T_m}{T_p} > 2$	Fundamentale și accidentale $\frac{T_m}{T_p} \leq 2$	Fundamentale și accidentale $\frac{T_m}{T_p} > 2$	Considerând și acțiuni speciale	Sarcini de montaj
Oțel moale	Armătura a ajuns la limita de curgere (proporționalitate) sau betonul a atins rezistența de rupere la compresiune —k	I	1,8	2,0	1,6	1,8	1,5	1,5
		II	2,0	2,2	1,8	2,0	1,6	1,5
Oțel dur	Armătura a ajuns la rezistența de rupere la întindere sau betonul la rezistența de rupere la compresiune —k	I	2,5	2,8	2,2	2,5	2,1	2,1
Oțel oarecare	Betonul ajunge la rezistența de rupere la întindere (eforturi unitare principale) —k_1	I	2,2	2,4	2,0	2,2	1,8	1,8

Observații. Grupa I de eforturi: întindere, încovoiere, compresiune excentrică (în cazul 1) — și întindere excentrică; Grupa II de eforturi: compresiune axială, compresiune excentrică (în cazul II).

In categoria II intră toate celelalte elemente. La acestea trebue să se asigure rezistența la fisurare numai pentru acele părți ale secțiunii, în care, sub sarcina de exploatare, este posibilă apariția eforturilor de întindere, datorită eforturilor unitare normale; în celelalte părți, se admite apariția fisurilor datorite precomprimării.

Coeficienții de siguranță pentru calculul rezistenței la fisurare, sunt indicați, pentru cele două categorii, în tabela 48.

Tabela 48

Coeficienții de siguranță la fisurare

Cauza ruperii	Acțiunile considerate: Sarcini de exploatare: fundamentale I	fundamentale II	fundamentale și accidentale I	fundamentale și accidentale II	Sarcini de montaj I	Sarcini de montaj II
Betonul atinge rezistența de rupere de întindere	1,30	1,20	1,20	1,10	1,10	

Coeficienții de siguranță la fisurare nu se reduc pentru elementele precomprimate prefabricate.

Valoarea totală a efortului unitar inițial din armătură trebue să fie cât mai mare posibil, cu condiția să nu depășească următoarele valori: pentru oțelurile moi, $\sigma_{ak} \leq 0{,}9\ \sigma_c$, iar pentru oțelurile dure, $\sigma_{ak} \leq 0{,}65\ \sigma_{rr}$. La sarcini dinamice, cele mai mari eforturi în armătură nu trebue să depășească 90% din aceste valori limită.

Se recomandă ca valoarea efortului unitar inițial din armătură, din zona comprimată, să se ia de cel mult 4200 kg/cm², ceeace corespunde unei scurtări specifice limită a betonului, egală cu 0,002. Eforturi unitare mai mari vor influența dăunător rezistența zonei comprimate a betonului.

La calculul elementelor, trebue să se țină seamă de scăderea efortului unitar inițial din armătură, cauzată de contracția și curgerea lentă a betonului; iar la elementele a căror armătură este prevăzută cu dispozitive de ancorare, precum și la tuburi, rezervoare cilindrice etc., trebue să se țină seamă și de scăderea cauzată de strivirea betonului sub ancorare, sau de spirele și inelele armăturii.

După „Instrucțiunile (I—148—50), mărimea pierderilor σ_p la efortul unitar inițial în armătură, din cauza contracției și curgerii lente a betonului obișnuit, se ia:

a) pentru oțelurile dure, cu efortul unitar de control $\sigma_{ak} \geqslant 4\,000$ kg/cm²;
   — la controlul efortului unitar, înainte de comprimarea betonului; $\sigma_p = 1500$ kg/cm²;
   — la controlul efortului unitar, după comprimarea betonului, $\sigma_p = 1000$ kg/cm²;

b) Pentru oțelurile moi, cu efortul unitar de control $\sigma_{ak} < 4000$ kg/cm²;
   — la controlul efortului unitar, înainte de comprimarea betonului, $\sigma_p = 800$ kg/cm²,
   — la controlul efortului unitar de întindere, după comprimarea betonului, $\sigma_p = 600$ kg/cm².

Valoarea pierderilor suferite de efortul unitar inițial în armătură, în urma strivirii betonului (σ_{st}) sub armătură în spirală sau inelară, se ia de 300 kg/cm², însă numai în cazul când diametrul elementului de construcție este de cel mult 3 m.

Valoarea pierderilor suferite de efortul unitar inițial în armătură (σ_{st}), cauzată de strivirea betonului sub ancorajele fascicolelor de armătură, precum și a celor cauzate de îndesarea rosturilor dintre șaibe, se determină din condiția ca valoarea absolută a deformației să fie 1 mm pentru fiecare din aceste cauze. In consecință, în funcție de lungimea fascicolului, considerând la fiecare capăt al lui deformații de 2 mm = 0,2 cm, se determină pierderile, după formula:

$$\sigma'_{st} = \frac{2 \cdot 0.2\ E_a}{l}.$$

Reducerea efortului unitar inițial, datorită comprimării elastice a betonului (în elementele la care controlul întinderii armăturii se face înainte

de comprimarea betonului), se calculează la determinarea efortului unitar inițial din beton, considerat ca un corp elastic, după formulele din rezistența materialelor.

Rezistența cubică a betonului R', în momentul transmiterii efortului unitar inițial, trebue să fie de cel puțin 70% din rezistența de rupere de calcul R.

2. Condiții generale constructive

Diametrul barelor armăturii preîntinse trebue să fie de cel puțin 1,8 mm.

Distribuția barelor în zona întinsă a unui element nu este limitată la un număr determinat de rânduri; distanța dintre bare (coarde) trebue să fie însă cel puțin egală cu diametrul lor și nu mai mică decât 10 mm, iar pentru fascicolele de armătură — nu mai mică decât diametrul fascicolului și cel puțin de 25 mm.

Ca regulă generală, armătura trebue să fie fără înnădiri. Innădirile se admit cu condiția ca rezistența lor să fie egală cu rezistența barei. In fiecare secțiune a elementului, se admite înnădirea a cel mult 25% din numărul total de bare.

Grosimea minimă a stratului de acoperire la elementele din beton greu, trebue să fie: pentru plăci, 10 mm; pentru grinzi secundare și grinzi principale, 15 mm; pentru armătura transversală, nesupusă la preîntindere (etrieri, fretă), 8 mm.

In cazul unor acțiuni dăunătoare sistematice asupra betonului, grosimea stratului de acoperire trebue să fie sporită cu 10 mm. Stratul de acoperire se mărește deasemenea cu 10 mm, în cazul când elementul de construcție trebue să reziste la incendiu și este armat cu o armătură preîntinsă, a cărei rezistență de rupere se reduce sub acțiunea focului.

§. 85. ELEMENTE SOLICITATE LA INTINDERE CENTRICĂ

1. Particularități constructive

După procedeul de precomprimare, se disting două tipuri de elemente întinse axial:

1. *Elemente* în care preîntinderea armăturii se face înainte de turnarea betonului, *adică la care controlul efortului unitar inițial în armătură se face înainte de comprimarea betonului.*

In această categorie intră: talpa inferioară a fermelor (fig. 465), tirantul principal și tiranții de suspensie ai arcelor etc. In acest caz, se produce o reducere a efortului unitar de control, datorită comprimării elastice a betonului.

2. *Elemente* în care preîntinderea armăturii se face după turnarea și întărirea betonului, *adică în care controlul se face după comprimarea betonului.* In această categorie intră, în primul rând, elementele la care apariția fisurilor este complet inadmisibilă sau, pe cât se poate, de evitat, de exem-

plu: la conducte, rezervoare, silozuri şi diverse elemente rectilinii, ca talpa inferioară a grinzilor cu zăbrele etc.

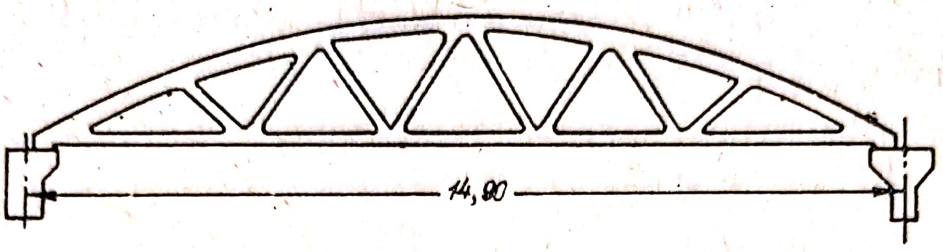


Fig. 465.

Principiul de alcătuire a conductelor (fig. 466) constă în următoarele: pe un miez de beton, executat prin centrifugare, se înfăşoară o spirală din sârmă, ale cărei capete se sudează. Spirala din oţel obişnuit se poate în-

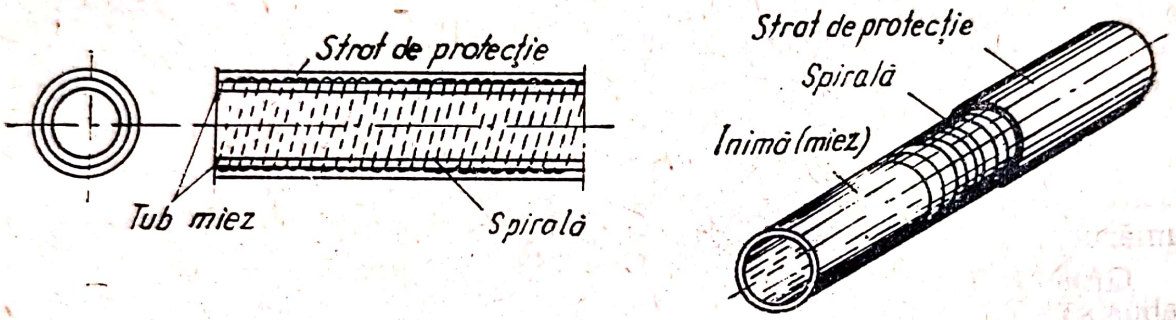


Fig. 466. Schema de alcătuire a unei conducte.

făşura fie la cald (metoda iniţială), fie la rece, cu preîntinderea necesară în cazul spiralei din oţel obişnuit şi din oţel de rezistenţă superioară. Peste spirală se aplică stratul de acoperire, prin torcretare.

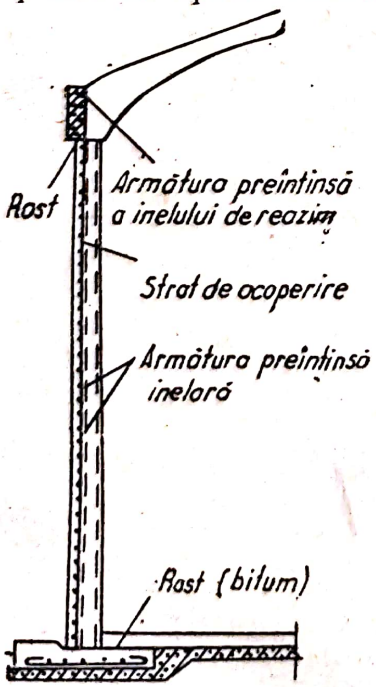


Fig. 467. Schema de alcătuire a rezervorului

Rezervoarele cilindrice precomprimate se alcătuesc după acelaş principiu. Peretele de beton armat executat în prealabil (fig. 467) se strânge cu inele din armătură de oţel obişnuit sau se înfăşoară cu o spirală întinsă, din oţel de rezistenţă superioară. Peste armătura preîntinsă, se aplică, prin torcretare, stratul de acoperire. Legătura dintre pereţii rezervorului şi fund, precum şi legătura cu acoperişul, se face lăsându-se rosturi; rostul dintre perete şi fund se umple, deobicei, cu o masă elastică.

In cazul unei astfel de întinderi a armăturii, efectuale după întărirea betonului, efortul unitar de control în armătură rezultă, de fapt, după comprimarea betonului. In aceste construcţii, spre deosebire de cele amintite mai înainte, au însă loc pierderi suplimentare ale efortului unitar iniţial, în urma strivirii betonului sub spirele armăturii, la elementele drepte.

2. Calculul elementelor solicitate la întindere centrică

Calculul elementelor solicitate la întindere centrică, la fel ca și calculul celorlalte elemente precomprimate, cuprinde calculul la rezistență (capacitatea portantă) și calculul la rezistența la fisurare (apariția fisurilor).

a) *Calculul de rezistență*

Independent de procedeul de întindere a armăturii (înainte sau după betonare), calculul se face după formula:

$$N_t = k\,N = F_a\,\sigma_{(rr,c,lp)}, \tag{505}$$

adică efortul este preluat, în întregime de armătură.

Din formula (505) rezultă:

$$F_a = \frac{k\,N}{\sigma_{(rr,\,c,\,lp)}} \tag{505'}$$

Indicii „*rr*", „*c*" și „*lp*", corespund diferitelor tipuri de armătură din oțel dur, moale sau dur sub formă de fascicole.

b) *Calculul rezistenței la fisurare*

In raport cu cele două metode de preîntindere a armăturii, se disting și două cazuri de calcul la fisurare: primul este cazul în care controlul efortului inițial se face înainte de comprimarea betonului, al doilea este cazul în care controlul efortului inițial se face după comprimarea betonului.

In cele ce urmează se vor introduce câteva noțiuni și notații noi, adoptate în Instrucțiunile ȚNIPS (I—148—50):

$\sigma_{ap} = \sigma_{ak} - \sigma_p$ este efortul unitar de preîntindere în armătură, scăzând pierderile, în cazul când controlul efortului unitar se face înainte de comprimarea betonului; acest efort unitar de preîntindere corespunde unui efort unitar nul în beton (la nivelul armăturii), în cazul încărcării elementului.

$\sigma_{a1} = \sigma_{ak} - \sigma_p$ este efortul unitar de preîntindere în armătură, scăzând pierderile, în cazul când controlul efortului din armătură se face după comprimarea betorului; acest efort unitar este tocmai efortul unitar permanent în armătură, înainte de încărcarea elementului.

Pentru acest caz (când controlul efortului se face după comprimarea betonului), efortul unitar în armătură, corespunzător unui efort unitar nul în beton, este:

$$\sigma_{ap} = \sigma_{ak} - \sigma u + {}^{d}\sigma_{b1} = \sigma u + {}^{iv}\sigma_{b1}. \tag{506}$$

Efortul unitar σ_{a1} stabilit, în cazul când controlul efortului se face înainte de comprimarea betonului, este:

$$\sigma_{a1} = \sigma_{ak} - \sigma u - {}^{d}\sigma_{b1}, = \sigma u - {}^{dv}\sigma_{b1}, \tag{507}$$

în care σ_{b1} este efortul unitar permanent de precomprimare în beton, după scăderea pierderilor, înainte de încărcarea elementului cu sarcina exterioară, iar $n\,\sigma_{b1}$ este efortul unitar în armătură (după teoria veche), care se produce în urma comprimării elastice a betonului.

Scanned with OKEN Scanner

Este ușor de văzut că, după ambele formule (506) și (507), pentru diferite metode de precomprimare, expresiile pentru σ_{a1} și σ_{ap} au același aspect.

După cum se va arăta mai departe, această relație simplă, pentru ambele cazuri de execuție a elementelor precomprimate, permite ca, având expresia pentru eforturile unitare din armătură pentru unul din cazuri, să se poată scrie expresia corespunzătoare pentru efortul din celălalt caz.

1. *Calculul elementelor, în cazul controlului efortului inițial înainte de comprimarea betonului.* Se găsește efortul limită de întindere N_f, la care apar fisurile în elementul precomprimat

In cazul când, asupra elementului precomprimat acționează o forță exterioară de întindere N, care crește treptat, eforturile unitare de compresiuni din beton se vor micșora, ajungând până la zero, după care apar și eforturi unitare de întindere; când aceste eforturi unitare ajung la rezistența de rupere a betonului la întindere R_t, în beton apar fisuri.

Eforturile unitare în armătură vor crește și anume: la o creștere a eforturilor unitare de întindere în beton, dela 0 la R_t, creșterea de efort unitar în armătură va fi:

$$\varepsilon_t E_a = \frac{R_t}{E_b} E_a = n R_t \approx 300 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{pentru } \varepsilon_t = 0{,}00015).$$

Lungirea specifică de rupere s'a luat mai mare decât deobicei ($\varepsilon_t = 0{,}0001$), având în vedere că betonul din elementele precomprimate are o plasticitate mai mare.

Astfel, efortul de rupere la întindere N_f se poate exprima prin formula:

$$N_f = k_f N = N^0_f + N_{pr}, \tag{508}$$

în care: $N^0_f = F_b R_t + F_{a0} \cdot 300$ este efortul corespunzător apariției fisurilor în betonul armat obișnuit, cu secțiunea de armătură F_{a0}, care este preîntinsă;

$N_{pr} = F_a \sigma_{ap} + F_a \cdot 300$ este efortul în armătura preîntinsă cu secțiunea F_a, luat deasemenea în momentul apariției fisurilor.

Inlocuind aceste valori în formula (508) se obține:

$$N_f = F_b R_t + F_a \sigma_{ap} + (F_a + F_{a0}) 300$$

sau

$$N_f = F_b (R_t + \mu_s \sigma_{ap}) + (F_a + F_{a0}) 300. \tag{509}$$

De aici, rezultă că, atunci când se cunoaște $N_f = k_f \cdot N$, se poate găsi valoarea cerută:

$$\sigma_{ap} = \frac{N_f - F_b R_t - (F_a + F_{a0}) 300}{F_a} \tag{510}$$

și efortul unitar de control:

$$\sigma_{ak} = \sigma_{ap} + \sigma_p \begin{cases} \leq 0{,}65\, \sigma_{rr} & \text{— pentru oțel dur} \\ \leq 0{,}90 \sigma_c & \text{— pentru oțel moale} \end{cases} \tag{511}$$

Valoarea pierderilor σ_p, datorite contracției și curgerii lente a betonului, este dată de „Instrucțiuni" în cifre rotunde: pentru oțeluri dure, $\sigma_p = 1500$ kg/cm², iar pentru oțeluri moi, $\sigma_p = 800$ kg/cm².

Calculul exact al acestor pierderi, pentru fiecare caz în parte, este foarte dificil, deoarece nu sunt complet studiați toți factorii de care depind. Aceste pierderi se pot determina aproximativ, considerând că scurtarea ce se produce din cauza contracției betonului este $\varepsilon_c = 0{,}0003$, iar scurtarea datorită curgerii lente este $\sigma_{cl} = 0{,}000002\,\sigma_{b1}$. Coeficientul rezultat din contracție se consideră constant, iar coeficientul rezultat din curgerea lentă este variabil, în funcție de valoarea efortului de precomprimare a betonului. Adoptând aceste valori, se poate scrie că:

$$\sigma_p = E_a\,(\varepsilon_c + \varepsilon_{cl}) = 2{,}1 \cdot 10^6\,(0{,}0003 + 0{,}000002\sigma_{b1}) = \\ = 630 + 4{,}2\,\sigma_{b1} \leq 1500 \text{ kg/cm}^2. \qquad (512)$$

In ceeace privește eforturile unitare inițiale permanente, în beton și în armătură, pentru acest caz, ele pot fi determinate din condițiile de echilibru într'o secțiune oarecare a elementului (fig. 468).

După eliberarea armăturii, eforturile unitare permanente (după scăderea pierderilor), sunt în beton σ_{b1} și în armătură σ_{ap}, reduse cu $n\,\sigma_{b1}$, din cauza compresiunii elastice a betonului.

Egalând eforturile din armătură și beton, se obține:

$$F_a\,(\sigma_{ap} - n\,\sigma_{b1}) = F_b\,\sigma_{b1}.$$

Dacă în element există armătură neprecomprimată, cu secțiunea F_{a0}, egalitatea devine:

$$F_a\,(\sigma_{ap} - n\,\sigma_{b1}) = F_b\,\sigma_{b1} + F_{a0}\,n\,\sigma_{b1},$$

de unde rezultă:

$$\sigma_{b1} = \frac{F_a\,\sigma_{ap}}{F_b + n\,(F_{a0} + F_a)}$$

sau

$$\sigma_{b1} = \frac{\mu_s\,\sigma_{ap}}{1 + n\,(\mu_0 + \mu_s)} \qquad (513)$$

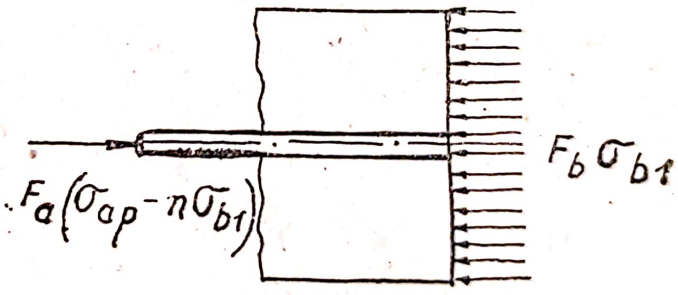


Fig. 468.

Efortul unitar corespunzător, care se stabilește în armătură, este:

$$\sigma_{a1} = \sigma_{ap} - n\,\sigma_{b1} = \sigma_{ap} - \frac{n\,\mu_s\,\sigma_{ap}}{1 + n\,(\mu_0 + \mu_s)}$$

și

$$\sigma_{a1} = \frac{1 + n\mu_0}{1 + n\,(\mu_0 + \mu_s)}\,\sigma_{ap}. \qquad (514)$$

Efortul unitar în armătură, sub acțiunea sarcinii de exploatare, este:

$$\sigma_a = \frac{n\,N}{F_b[1 + n(\mu_0 + \mu_s)]} + \frac{\sigma_{ap}\,(1 + n\mu_0)}{1 + n\,(\mu_0 + \mu_s)}. \qquad (515)$$

Efortul unitar maxim (de montaj) în beton, la eliberarea armăturii, este:

$$\sigma_{bk} = \frac{\mu_s \sigma_{ak}}{1 + n\ (\mu_0 + \mu_s)} \tag{516}$$

2) *Calculul elementelor, în cazul controlării efortului după comprimarea betonului.* Efortul de rupere la întindere N_f poate fi determinat și în acest caz, după aceeași formulă (509), cu deosebirea că aici trebue introdusă o altă valoare pentru efortul unitar inițial din armătură. Aceasta din urmă se determină în modul următor:

Din condițiile de echilibru pentru eforturile unitare inițiale permanente σ_{a1}, în armătură, și σ_{b1}, în beton, rezultă:

$$F_a \sigma_{a1} = F_b \sigma_{b1} + F_{a0}\, n\, \sigma_{b1},$$

de unde

$$\sigma_{b1} = \frac{F_a \sigma_{a1}}{F_b + n\ F_{a0}} = \frac{\mu_s \sigma_{a1}}{1 + n\mu_0} \tag{517}$$

Introducând valoarea lui σ_{b1} în egalitatea (506), se obține:

$$\sigma_{ap} = \sigma_{a1} + n \frac{\mu_s \sigma_{a1}}{1 + n\mu_0} = \sigma_{a1}\left(1 + \frac{n\mu_s}{1 + n\mu_0}\right)$$

sau

$$\sigma_{ap} = \frac{1 + n\ (\mu_0 + \mu_s)}{1 + n\,\mu_0}\, \sigma_{a1}. \tag{518}$$

Comparând expresiile (514) și (518), se observă că, datorită relației stabilite între σ_{ap} și σ_{a1}, pentru ambele cazuri, este posibil ca, având expresia σ_{a1} pentru primul caz (514), să se obțină valoarea lui σ_{ap} pentru cazul al doilea (518) și invers.

Înlocuind valoarea găsită σ_{ap} în formula (509), se obține:

$$N_f = F_b \left[R_t + \mu_s\, \sigma_{a1}\, \frac{1 + n\ (\mu_0 + \mu_s)}{1 + n\,\mu_0} \right] + (F_a + F_{a0})\ 300; \tag{519}$$

de unde rezultă mărimea necesară:

$$\sigma_{a1} = \frac{N_f - F_b R_t - (F_a + F_{a0})\ 300}{F_a} \cdot \frac{1 + n\,\mu_0}{1 + n\,(\mu_0 + \mu_s)} \tag{520}$$

și efortul unitar de control:

$$\sigma_{ak} = \sigma_{a1} + \sigma_p + \sigma_{st} \begin{matrix} \leq 0{,}65\ \sigma_{rr} \\ \leq 0{,}90\ \sigma_c \end{matrix} \Bigg\} \tag{521}$$

În acest caz, pierderile din contracția și curgerea lentă a betonului σ_p vor fi mai mici decât în primul caz, din următoarele cauze: în momentul întinderii armăturii, contracția s'a produs într'o oarecare măsură, iar curgerea lentă a betonului va avea deasemenea o valoare mai mică decât la încărcarea (comprimarea) unui element nou, executat după prima me-

todă. Deaceea, coeficienții de contracție și curgere lentă se reduc aici, aproximativ cu 30%.

In afară de aceasta, efectul întinderii poate fi observat și la o limită de curgere mai joasă a armăturii ($\sigma_c = 2500$ kg/cm²).

Conform Instrucțiunilor (I—148—50), în acest caz se ia pentru oțeluri dure $\sigma_p = 1000$ kg/cm², iar pentru oțeluri moi, $\sigma_p = 600$ kg/cm².

Pentru această metodă de precomprimare, este necesar să se aibă în vedere pierderile de efort unitar (σ_{st}), cauzate de strivirea betonului sub ancorajele care fixează capetele armăturii elementelor rectilinii sau sub spirele armăturii înfășurate pe tuburi și rezervoare.

Efortul unitar în armătură, sub acțiunea sarcinii de exploatare, este:

$$\sigma_a = \frac{nN}{F_b\,[1 + n\,(\mu_0 + \mu_3)]} + \sigma_{a1}. \qquad (522)$$

Efortul unitar maxim în beton este

$$\sigma_{bk} = \frac{\mu\ \sigma_{ak}}{1 + n\mu_0}. \qquad (523)$$

In formulele deduse mai sus, ca și în cele ce urmează, coeficienții de armare μ_s și μ_0 se referă la întreaga secțiune a elementului F_b; conform Instrucțiunilor (I—148—50), — μ_s și μ_0 se referă la partea dreptunghiulară a secțiunii (bh) și se înmulțesc cu $\alpha = \frac{bh}{F_b}$, ceeace dă același rezultat.

Exemplul 42. Se cere să se calculeze secțiunea tălpii inferioare, cu armătură preîntinsă, a unei ferme de beton armat de 15 m deschidere. Efortul de întindere din talpă, dat de sarcina de calcul, este $N = 25{,}5$ tone. Sunt posibile ambele cazuri de preîntindere a armăturii. Se folosește beton de marcă 400, cu $R_t = 27$ kg/cm², $R_{pr} = 260$ kg/cm², $R_i = 325$ kg/cm², $E_b = 380000$ kg/cm². Armătura, din sârmă de cablu, cu diametrul de 5 mm; $\sigma_{rr} = 12000$ kg/cm².

Cazul 1. Controlul preîntinderii înainte de comprimarea betonului.

Calculul secțiunii armăturii

$$F_a = \frac{\kappa\ N}{\sigma_{rr}} = \frac{2{,}5 \cdot 25\,500}{12\,000} = 5{,}31\ \text{cm}^2.$$

Se ia: $28 \varnothing 5$ ($F_a = 28 \cdot 0{,}196 = 5{,}49$ cm²).

In funcție de distribuția coardelor în secțiune, se ia lățimea tălpii $b = 20$ cm și înălțimea $h = 12$ cm.

$$F_b = 20 \cdot 12 = 240\ \text{cm}^2;\ \mu_s = \frac{5{,}49}{240} = 0{,}0228;$$

$$F_{a0} = o \text{ și } n = \frac{2\,100\,000}{380\,000} = 5{,}5.$$

Calculul la fisurare.

Efortul unitar de preîntindere în armătură se determină din ecuația (509):

$$N_f = k_f \cdot N = F_b\ (R_t + \mu_s\ \sigma_{ap}) + 300\ F_a;$$

$1{,}20 \cdot 25\,500 = 240\ (27 + 0{,}0228\ \sigma_{ap}) + 300 \cdot 5.49$, de unde rezultă.

$$\sigma_{ap} = \frac{22\,470}{5{,}47} = 4120\ \text{kg/cm}^2..$$

Efortul unitar de control în armătură este:

$$\sigma_{ak} = \sigma_{ap} + \sigma_p = 4120 + 1500 = 5620 \text{ kg/cm}^2.$$

Efortul unitar în armătură, sub sarcina de exploatare, după formula (515) este:

$$\sigma_a = \frac{N}{F_b} \cdot \frac{n}{1 + n\mu_s} + \sigma_{ap} \frac{1}{1 + n\mu_s} =$$

$$= \frac{25\,500 \cdot 5{,}5}{240\ (1 + 5{,}5 \cdot 0{,}0228)} + 4120 \frac{1}{1 + 5{,}5 \cdot 0.0228} = 4180 \text{ kg/cm}^2.$$

Efortul unitar în armătură, sub sarcina de exploatare, după formula (515) este:

$$\sigma_{bk} = \frac{\mu_s \sigma_{ak}}{1 + n\mu_i} \frac{0{,}0228 \cdot 5620}{1 + 5{,}5 \cdot 0.0228} = 113{,}8 \text{ kg/cm}^2. < 0{,}8 \cdot 260 = 208 \text{ kg/cm}^2.$$

Cazul 2. Controlul efortului unitar după comprimarea betonului. Talpa inferioară a fermei este armată cu fascicole din sârmă de cablu, cu diametrul 5 mm.

$\sigma_{lp} = 12000 \cdot 0{,}65 = 7800$ kg/cm²; $E_a = 0{,}85 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \approx$
≈ 1800000 kg/cm² (pentru fascicolele de armătură fără aderență).

$$n = \frac{1\,800\,000}{380\,000} = 4{,}7; \quad F_a = \frac{kN}{\sigma_{lp}} = \frac{1{,}8 \cdot 25\,500}{7800} = 5{,}88 \text{ cm}^2.$$

Se iau două fascicole de câte $15 \varnothing 5$ ($F_a = 5{,}89$ cm²).

Secțiunea tirantului rămâne aceeași: $F_b = 20 \times 12 = 240$ cm². $\mu_s = \frac{5{,}89}{240} = 0.02445$.

Calculul la fisurare:
Efortul unitar de preîntindere în armătură se determină din formula (519):

$$N_f = k_f N = F_b [R_t + \mu_s \sigma_{a1}(1 + n\mu_s)] + 300 F_a;$$

$$1{,}20 \cdot 25\,500 = 240 [27 + 0{,}0245 \sigma_{a1}(1 + 4{,}7 \cdot 0{,}0245)] + 5{,}89 \cdot 300;$$

de unde rezultă:

$$\sigma_{a1} = \frac{22\,350}{6{,}55} = 3256 \text{ kg/cm}^2.$$

Efortul unitar de control este:

$$\sigma_{ak} = \sigma_{a1} + \sigma_p + \sigma'_{st}.$$

Se consideră

$$\sigma_p = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_{st} = \frac{2 \cdot 0{,}2 E_a}{l} = \frac{2 \cdot 0{,}2 \cdot 1\,800\,000}{1500} = 480 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{ak} = 3256 + 1000 + 480 = 4740 \text{ kg/cm}^2.$$

Efortul unitar în armătură, sub sarcina de exploatare, este:

$$\sigma_a = \frac{N}{F_b} \frac{n}{1 + n\mu_s} + \sigma_{a1} = \frac{25\,500 \cdot 4{,}7}{240\ (1 + 4{,}7 \cdot 0{,}0245)} + 3256 = 3700 \text{ kg/cm}^2.$$

Efortul unitar de compresiune, în beton, la montaj, este:

$$\sigma_{bk} = 0{,}0245 \cdot 4740 = 116 < 0{,}8 \cdot 260 = 208 \text{ kg/cm}^2.$$

Scanned with OKEN Scanner

§. 86. ELEMENTE SUPUSE LA INCOVOIERE

1. Alcătuirea elementelor supuse la încovoiere și metode pentru execuția lor

In categoria elementelor precomprimate, supuse la încovoiere, intră diferitele tipuri de plăci, grinzi principale și secundare de planșee, acoperișuri și schelete de rezistență, grinzi de rulare, traverse de căi ferate etc.

Ele se subîmpart în două categorii principale, care se deosebesc în special prin dimensiunile lor: elemente mici și elemente mari, supuse la încovoiere. Pentru elementele mici, modul principal de întindere a armăturii îl constitue întinderea armăturii înainte de betonare, controlându-se gradul de întindere înainte de comprimarea betonului. Pentru elementele mari, întinderea armăturii se execută de preferință, după întărirea betonului, controlându-se gradul de întindere, după comprimarea betonului.

a) *Elemente cu secțiuni mici*

Pentru armarea elementelor cu secțiuni mici, cel mai avantajos este să se folosească sârmă de cablu cu diametrul 1,8—3,0 mm și până la 5 mm inclusiv, fără ancorare (beton armat cu coarde). Coardele de oțel cu diametrele indicate au o aderență suficientă cu betonul, cu condiția ca suprafața lor să fie prelucrată în mod corespunzător (§ 83. pct. 2). Grinzile și plăcile de acest fel pot fi tăiate în orice loc și, prin aceasta, niciuna din părți nu-și pierde proprietățile de bază ale betonului armat cu coarde.

Betonul armat cu coarde este avantajos, din punct de vedere economic, la deschideri relativ mici, până la 7 m (pentru planșee, fig. 469).

In elementele de beton armat cu coarde, se folosesc betoane de mărci superioare (minimum marca 500). Mărimea granulelor de pietriș trebue să fie de cel mult 7,0 mm.

La grinzi de beton armat cu coarde, în afară de armătura dela partea inferioară, mai este necesară și o armătură la partea superioară. Dacă aceasta lipsește, există pericolul ca la întinderea și scoaterea de sub efort a armăturii inferioare, să apară în partea superioară eforturi unitare de întindere periculoase, iar în timpul transportului și al montajului grinzile ar putea să se rupă.

Din cauza necesității de a se dispune în grinzi un număr mare de coarde, zona întinsă are o secțiune mai mare, fapt care constitue un element distinctiv față de grinzile din beton armat obișnuit.

Secțiunile curente ale grinzilor de beton armat cu coarde de oțel sunt următoarele (fig. 470): secțiune în T, cu placa în zona întinsă *(a)*; secțiune în formă de șină *(b)*; secțiune dreptunghiulară, cu unul, două sau mai multe goluri circulare *(c)* și secțiune dublu T *(d)*.

Grosimea nervurilor și a plăcilor acestor elemente se alege redusă, când se execută din beton vibrat, însă cel puțin de 2,5 cm; pentru elementele centrifugate și vibropresate, grosimea nervurilor și a plăcilor poate fi redusă până la 2 cm. La elementele cu goluri rotunde, se permite ca grosimea minimă a plăcilor să fie 2 cm, iar a pereților, de 1,5 cm.

Scanned with OKEN Scanner

Comparând tipurile de grinzi arătate mai sus, se constată că, la o capacitate de rezistență egală, grinzile T, cu placă la partea inferioară (fig. 470, *a*), necesită cu 7—10% mai mult beton, și cu 2—3% mai mult oțel decât grinzile cu secțiunea în formă de șină (fig. 470, *b*), iar rigiditatea lor este cu 15—16% mai redusă. După datele prof. V. V. Mihailov, această diferență este mai mare. Grinzile în T sunt însă mai ușor de executat și de montat și deaceea au căpătat o răspândire mai mare.

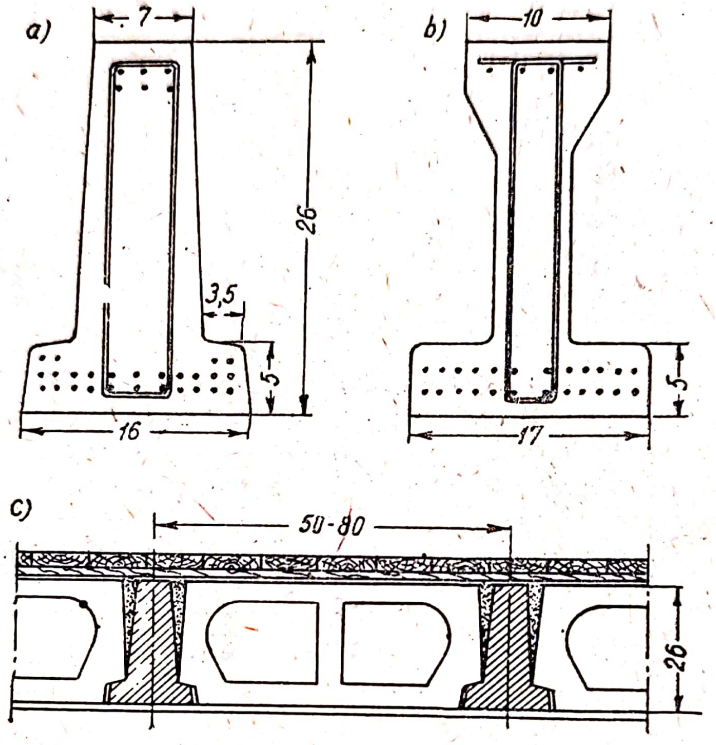


Fig. 469. Planșee cu grinzi de beton armat cu coarde:
a și b — tipuri de grinzi; c — secțiune prin planșeu.

Biroul de studii KTIS[1]) a elaborat trei tipuri de grinzi de beton armat cu coarde, cu înălțimile de 20, 26 și 34 cm, iar deschiderile maxime fiind respectiv de 5,5; 6,5 și 9,0 m. In figura 471 este reprezentată o grindă (tip 2), cu armătură longitudinală de 2,6 mm diametru ($\sigma_{rr} = 18\,000$ kg/cm²), având etrieri cu diametrul de 3 mm, cu o rezistență la rupere de 6500 kg/cm²; betonul este de marca 500. Pentru ridicarea grinzilor, se prevăd două urechi din oțel-beton ⌀ 6 mm.

Astfel de grinzi au mai fost proiectate și de alte Institute, întrebuințându-se, în unele cazuri, în loc de coarde de rezistență superioară, armătură cu profil periodic, turtită la rece (Institutul de Cercetări Științifice de Construcții al Ministerului Industriei Construcțiilor de Mașini).

Aceste grinzi prezintă desavantajul că prețul construcției se ridică; în schimb nu necesită folosirea unui oțel de rezistență superioară.

Pentru executarea elementelor din beton armat cu coarde, sunt necesare instalații speciale, care trebue să asigure prinderea armăturii, întinderea acesteia până ce se ajunge la efortul unitar prescris, precum și men-

[1]) KTIS, Biroul pentru tipizarea și industrializarea construcțiilor. (N. R.)

ținerea neschimbată a valorii acestuia până în momentul transmiterii lui asupra betonului.

In U.R.S.S. s'au răspândit două metode de bază pentru executarea pe scară mare a elementelor din beton armat cu coarde: metoda la banc și metoda în lanț[1]). In cazul primei metode, piesele rămân fixe, iar muncitorii,

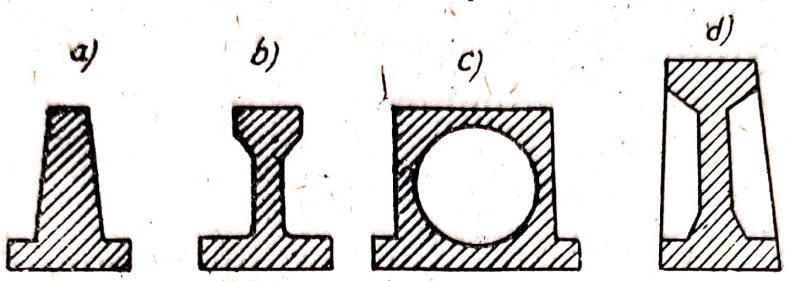


Fig. 470.

împreună cu utilajul de execuție (instalațiile de întindere, de turnat betonul, de îndesat prin vibrare) se deplasează dela o piesă la alta. In cazul

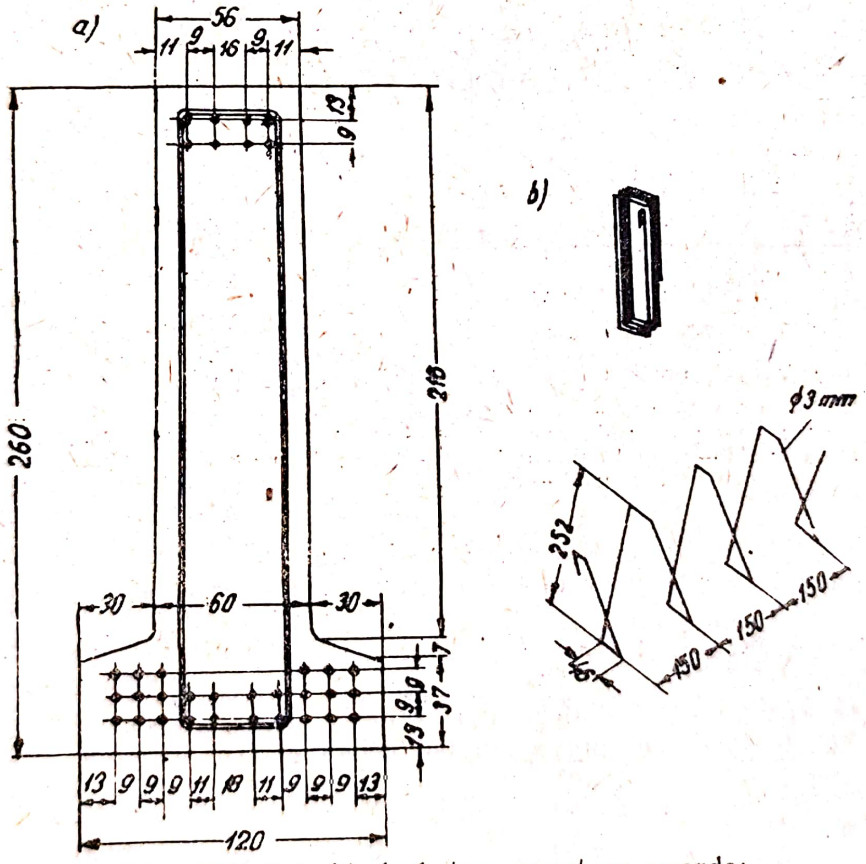


Fig. 471. Grindă de beton armat cu coarde:
a — secțiune; b — detaliul etrierilor în spirală.

celei de a doua metode, din contra, cofrajele se transportă dela un agregat fix la celălalt, supunându-se prelucrării corespunzătoare și, la sfârșit, ajung în camerele de tratare cu abur. Deasemenea, în cazul metodei a doua, este posibilă folosirea procedeului „armării continue" a lui V. V. Mihailov.

[1]) V. V. Mihailov: Noi căi de desvoltare a construcțiilor de beton armat precomprimat (TNIPS: Studii asupra elementelor din beton armat obișnuit și precomprimat. Culegere de articole, Stroiizdat, 1949).

Metoda de execuţie „la banc" a pieselor din beton armat cu coarde este foarte eficace. Piesele se execută în tipare dispuse pe linii, pe o lungime cât mai mare (până la 100 m). La capetele bancului există piese de rezemare puternice, la unul din capete, coardele se fixează cu ajutorul unor dispozitive speciale de prindere, iar la celălalt capăt se găsesc instalaţiile de întindere. Se introduce armătura din coarde pe toată lungimea liniei; fiecare linie poate să dea 100 m de grinzi, adică la o lungime a grinzilor de 4—6 m, numărul lor poate ajunge până la 25 buc.

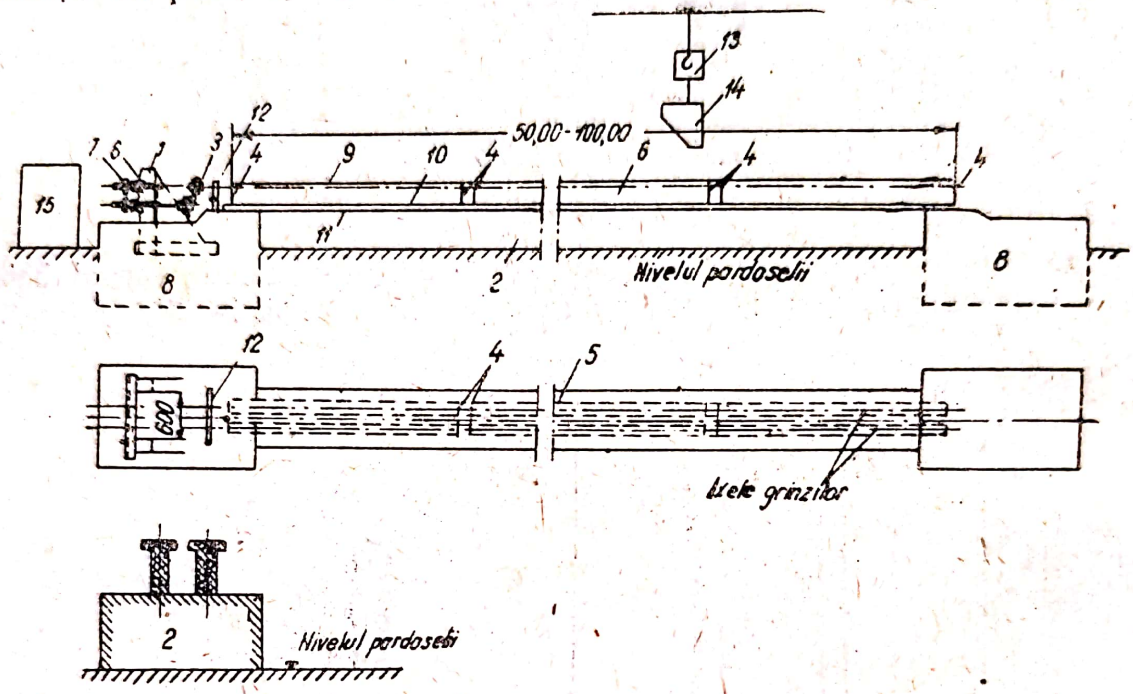


Fig. 472a. Banc îngust, pentru confecţionarea grinzilor de beton armat cu coarde:
1 — reazem (culee); 2 — postament; 3 — piese de strângere; 4 — diafragme frontale; 5 — tipare laterale; 6 — şurub de strângere; 7 — piuliţă de rezemare; 8 — fundaţie sub reazem; 9 — armătura superioară; 10 — armătura inferioară; 11 — fundul tiparului; 12 — plasă de distribuţie; 13 — telefer; 14 — buncher pentru beton; 15 — mecanism de întindere (vinciu).

In figura 472, *a*, este arătată schema iniţială a unui banc îngust de turnare, cu două linii, care a fost introdus în U.R.S.S. încă înaintea Marelui Război pentru Apărarea Patriei.

Pe toată lungimea bancului de turnare se găseşte un fund de lemn pe care, după aşezarea armăturii, se asamblează cofrajele Fixarea armăturii în poziţia prevăzută în proiect se face cu ajutorul unor diafragme metalice subţiri, aşezate la distanţe egale cu lungimea grinzilor şi care sunt prevăzute cu orificii pentru trecerea coardelor. Intre două diafragme care separă capetele grinzilor alăturate, se lasă un spaţiu de 5 cm, care nu se umple cu beton. După terminarea lucrărilor pregătitoare, se face întinderea armăturilor, verificându-se gradul de întindere cu ajutorul manometrului.

Indesarea betonului se face cu ajutorul unor vibratoare de cofraj, cu frecvenţă mare. După întărirea betonului, se taie armătura în spaţiile dintre diafragme, şi grinzile se decofrează.

In anii de după război s'au construit fabrici cu bancuri de turnare late (până la 3,5 m) şi cu lungimea utilă de 100 m, care permit să se execute piese de beton armat cu coarde în cofraje metalice nedemontabile (fig. 472, *b*).

Lăţimea bancului de turnare este determinată de lăţimea aparatului folosit pentru îndesarea betonului. La o lăţime a bancului de turnare de 3,5 m,

numărul de linii de cofraje pentru grinzi cu secțiunea T este de 16 buc, iar pentru traverse, de 11—12 buc.[1])

Intinderea armăturii se face cu ajutorul unei prese hidraulice, care se poate deplasa pe șine, în direcție transversală, la capătul bancului de turnare, dela un dispozitiv de întindere (șurub de întindere) la altul.

Pentru turnarea și îndesarea betonului, se folosește o mașină de turnat betonul, care circulă pe șine așezate dealungul bancului de turnare, pe pe-

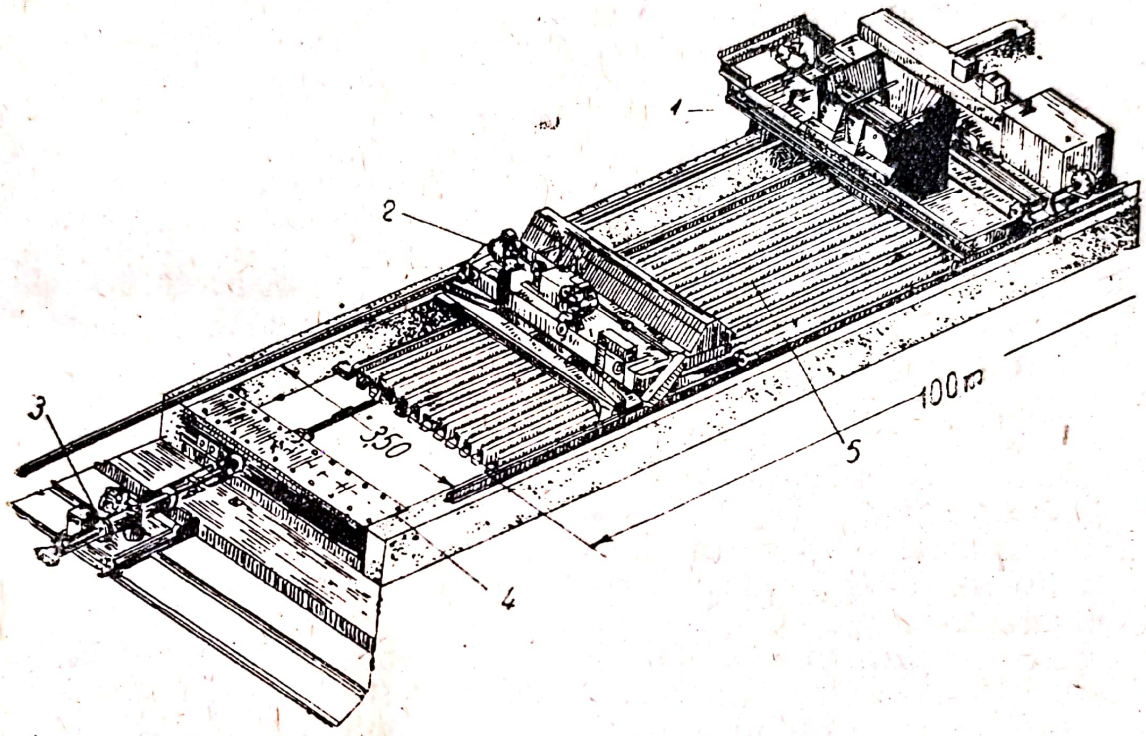


Fig 472b. Banc lat:
1 — dispozitiv de turnare a betonului; 2 — dispozitiv de nivelare; 3 — dispozitiv de întindere; 4 — grinda de rezemare; 5 — linie de cofraj.

reții longitudinali de beton, și un aparat de indesat betonul, prevăzut cu o placă vibrantă și un dispozitiv de nivelare.

Armătura se fasonează pe o masă specială, prevăzută cu dispozitivele și mecanismele necesare și așezată dealungul bancului de turnare.

Pentru fiecare linie, carcasele de armătură sunt alcătuite din coarde longitudinale, etrieri, diafragme separatoare și la capete dispozitive de fixare (piepteni). Aceste carcase se așează în cofrajul corespunzător de pe bancul de turnare, iar piepteni se așează în dispozitivele de strângere (fălci). Preîntinderea armăturii se face cel puțin în două etape.

Atunci când betonul atinge 70% din rezistența de calcul, armătura se scoate de sub efort, prin tăierea corzilor între diafragme, iar grinzile se scot din cofraj, cu ajutorul unei macarale.

Capacitatea de producție a acestor instalații depinde de tipul pieselor, de numărul de bancuri de turnare și de marca elementului folosit. Dacă se

[1]) *S. I. Crugliac:* Executarea pieselor din beton armat cu coarde (Lucrările celei de a 4-a Conferințe Unionale pentru construcțiile de beton și beton armat, Stroiizdat, 1949).

folosesc 4 bancuri de turnare și durata de întărire a betonului este de 24 ore. producția instalației poate ajunge la 800 000 m de grinzi de pe an. In cazul unei suprafețe de turnare înguste, cu 4 linii, și cu o lungime utilă de 30 m, producția instalației poate fi de 75—100 000 m de grinzi pe an.

Metoda armării continue pentru executarea pieselor din beton armat cu coarde (grinzi, traverse etc.), a fost propusă de prof. V. V. Mihailov și s'a aplicat, pentru prima dată, în U.R.S.S.[1]). Prin folosirea acestei metode, procesul de execuție se mecanizează și se obține o productivitate mare și o economie reală. Carcasa de armătură a pieselor nu este formată, ca deobicei, dintr'o serie de bare legate, ci dintr'un fir (spirală) continuu, preîntins, care formează armătura longitudinală și transversală. Se disting două tipuri de elemente preîntinse (grinzi) cu armare continuă: 1. Elemente în care armătura se înfășoară pe proeminențe (dornuri), ieșite din cofraj (fig. 473, *a*); în acest caz, betonarea se face într'o singură etapă. 2. Elemente în care firul se înfășoară pe un miez executat dinainte, din beton sau beton armat (cu armătură obișnuită), stratul de acoperire realizându-se prin torcretare (fig. 473, *b*), adică betonarea se face în două etape.

In primul caz, armătura preîntinsă este numai cea așezată în partea de jos a grinzii și o parte din ea poate să nu fie dusă până la reazem; zona comprimată se armează cu armătură obișnuită.

In al doilea caz, toată armătura se duce până la capătul elementului.

In ambele cazuri, elementele se execută pe așa numita *masă rotativă de preîntindere* (fig. 474), care constă dintr'un tambur rotativ pentru colacii de armătură, o stație de întindere și masa rotativă propriu zisă, pe care se fixează cofrajul metalic, fundul, conturul sau miezul de beton pentru înfășurare.

Odată cu rotirea mesei se rotește și toba mecanismului de servire, care alimentează instalația cu sârmă; aceasta trece peste scripeții sistemului de palan și se înfășoară continuu pe pereți, pe pereții laterali sau pe miez, rămânând tot timpul întinsă, cu valoarea dată a gradului de preîntindere.

In cazul execuției în serie, după ce armătura preîntinsă se înfășoară pe pereții laterali ai tiparelor (fig. 475, *a*), aceștia sunt transportați în camerele de tratare cu abur, unde sunt așezați în rânduri, la distanțele necesare pentru a se obține grinzile proiectate (fig. 475, *b*). După aceea, în spațiul dintre părțile laterale ale cofrajului se așează armătura obișnuită a grinzilor (fără preîntindere).

Pereții laterali joacă rolul de tipare, care sunt folosite de foarte multe ori. După întărirea betonului, dornurile sunt deplasate cu ajutorul vinciurilor și astfel eforturile de întindere ale coardelor sunt transmise asupra betonului întărit, transmiterea făcându-se prin țevile care îmbracă dornurile.

Trebue să se menționeze aici și executarea pe masa turnantă a grinzilor din blocuri de beton de sgură, pentru planșee monolite, executate din elemente prefabricate (planșee mixte) (fig. 476). Blocurile cu goluri, care formează grinda, se așează unul lângă altul și se înfășoară cu o spirală, de 4—5 ori; după așezarea grinzilor în planșeu, în spațiul dintre grinzi se toarnă mortar de ciment.

---

[1]) *V. V. Mihailov:* O nouă metodă de executare a elementelor precomprimate din beton armat, prin armarea continuă a betonului. (Lucrările celei de a 4-a Conferințe Unionale pentru construcțiile din beton și beton armat, Stroiizdat, 1949).

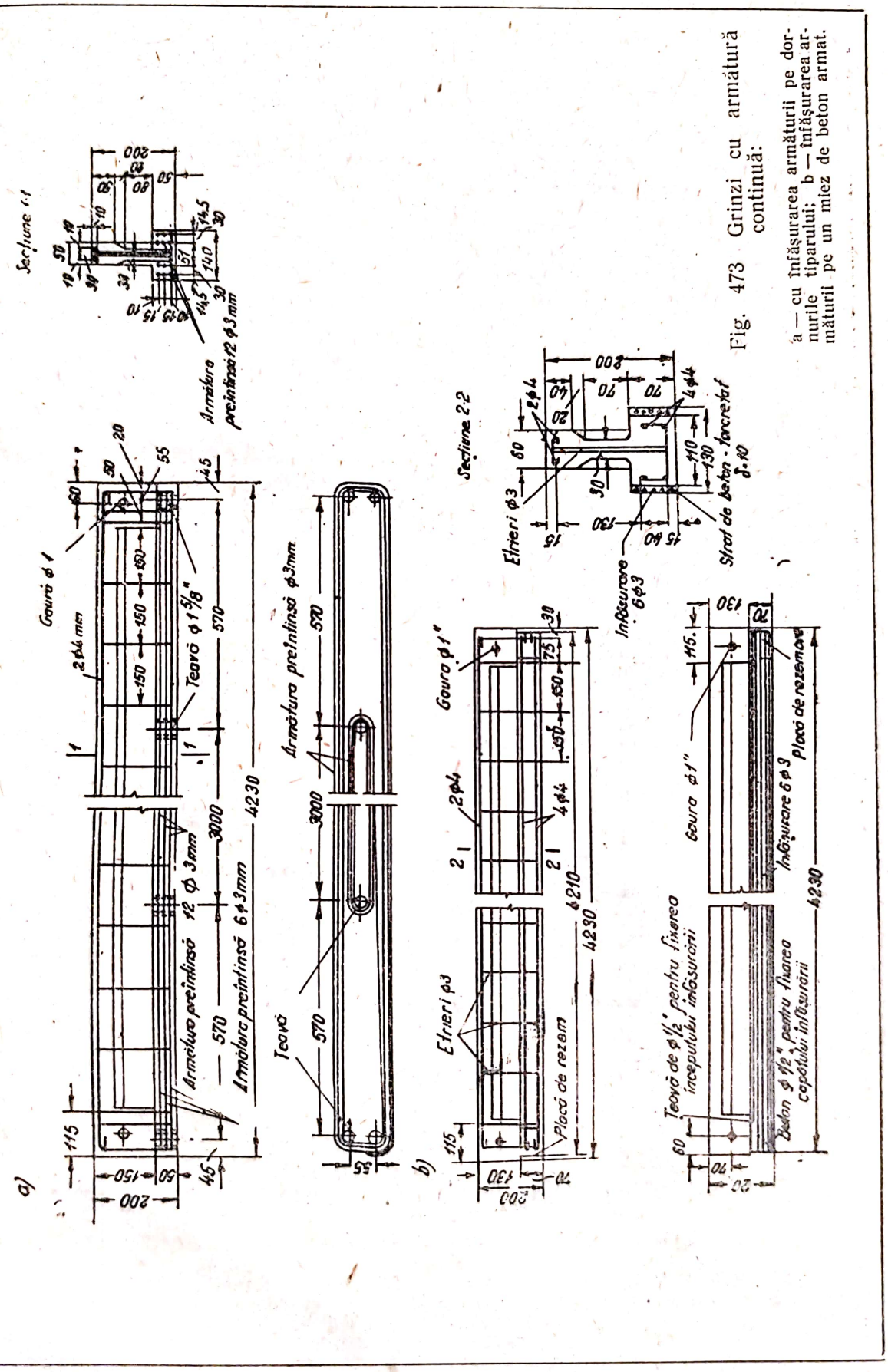


Fig. 473 Grinzi cu armătură continuă:

a — cu înfășurarea armăturii pe dornurile tiparului; b — înfășurarea armăturii pe un miez de beton armat.

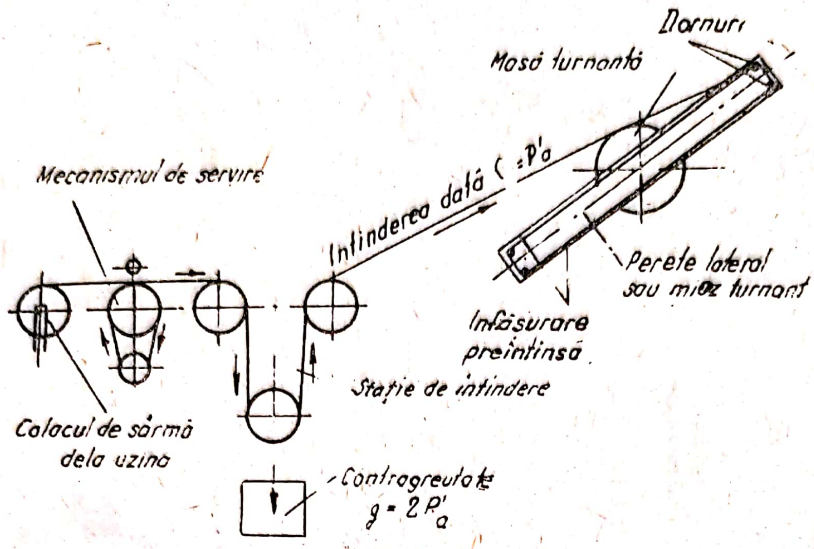


Fig. 474. Schema mesei rotative.

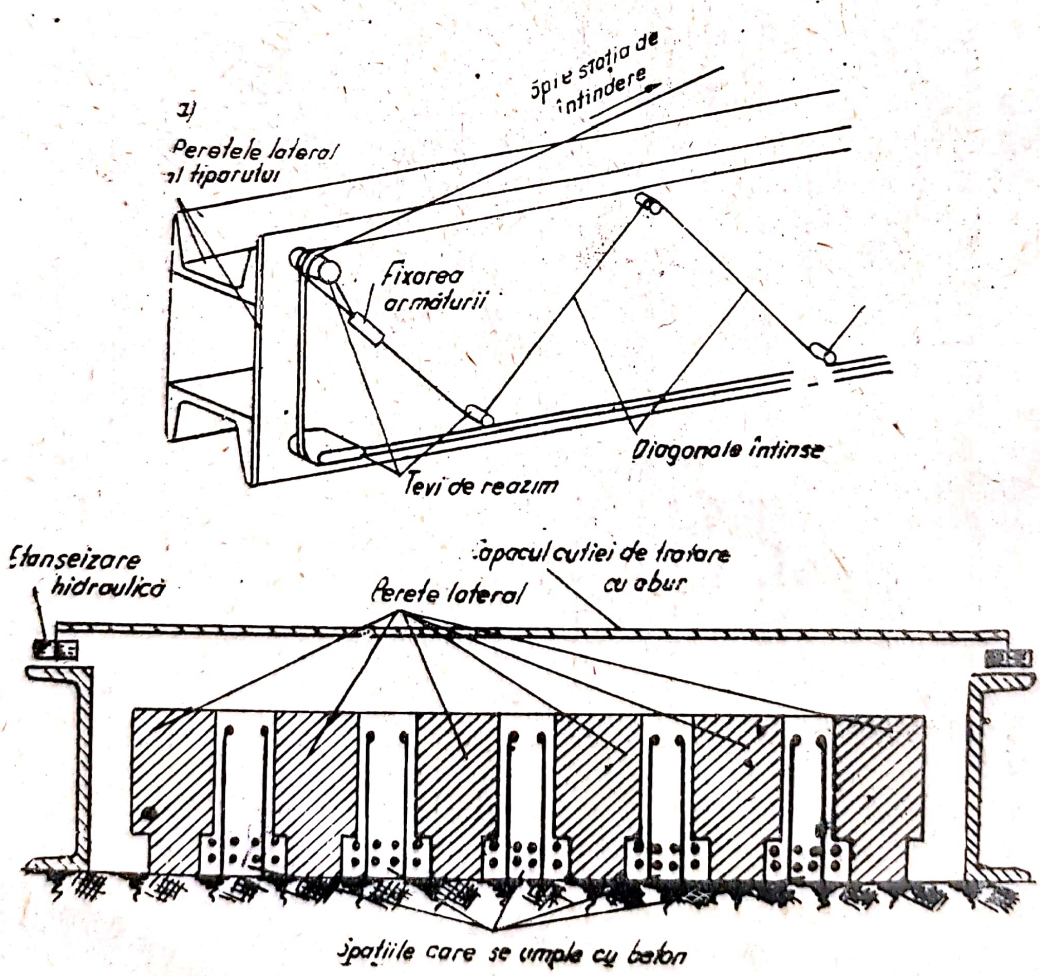


Fig. 475. Schema de confecţionare a grinzilor cu armătură continuă:
a — înfăşurarea armăturii preîntinse pe peretele lateral al tiparului; b — aşezarea pereţilor laterali ai tiparului.

O metodă asemănătoare celei de armare continuă a fost elaborată de A. C. Sanșiev, la Institutul de Construcții al Academiei de Știința a R.S.S. Armene; această metodă este puțin diferită, în comparație cu metoda arătată mai înainte.

In afară de grinzi și traverse din beton armat cu coarde, au căpătat răspândire în U.R.S.S. și alte elemente, ca de exemplu: stâlpi pentru liniile

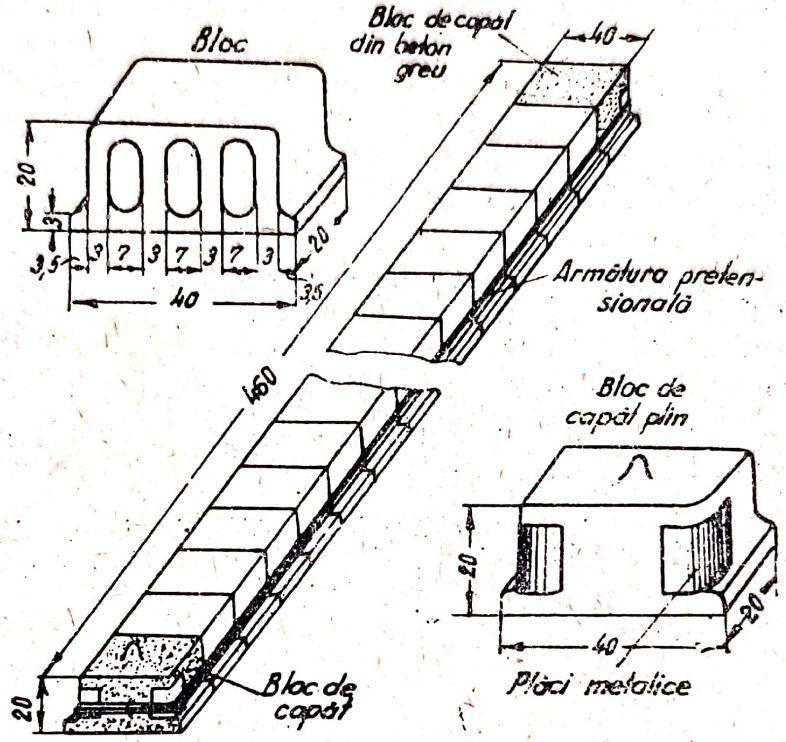


Fig. 476. Grindă din blocuri de beton armat de sgură, cu armătură continuă.

de transmisii electrice, cu armătură longitudinală preîntinsă, piloți din beton armat cu coarde, propuși și puși la punct de către Institutul de Poduri de pe lângă LIIJT (Institutul de Ingineri de Căi Ferate din Leningrad) etc.

La elementele de secțiuni mici, se folosește deasemenea, pentru armătura preîntinsă, oțelul-beton moale. De exemplu, pentru grinzile-fâșii cu două goluri (ochelari) executate în fabrică (fig. 348), se folosește armătură din oțel-beton obișnuit, marca St. 3 (la un beton de marcă 200—300)[1]. Preîntinderea armăturii de rezistență este de $\sigma_{ak} = 1750$ și 2200 kg/cm². Construcția elementelor diferă de cele fără preîntindere, prin aceea că, la armătura de rezistență se sudează o bucată de oțel, prevăzută cu filet (fig. 460, *b*).

Din cauza rigidității mari (săgeata este de 2—3 ori mai mică) și a rezistenței superioare la fisurare (folosind materiale obișnuite) grinzile-fâșii cu două goluri (ochelari) și cu armătură preîntinsă, au o înălțime de construcție mai mică decât cele obișnuite.

[1]) Condiții tehnice pentru grinzile-fâșii din beton armat cu două goluri (TU—57—50), Stroiizdat, 1950.

b) *Elemente cu secțiuni (deschideri) mari*

Pentru armarea elementelor masive de deschideri mari, este necesar un număr mare de coarde (bare), ceeace complică montarea armăturii și întinderea ei. Preîntinderea armăturii înainte de betonare necesită construirea unor rezeme (culei) masive. Acest lucru a limitat folosirea armăturii preîntinse la elementele de deschideri mari.

O etapă importantă în desvoltarea elementelor precomprimate de deschideri mari a fost trecerea la sistemul de întindere a armăturii după întărirea betonului. Prin această metodă, nu este necesar să se construiască reazeme (însăși elementul îndeplinește acest rol) și se obțin și alte avantaje de ordin tehnic, ca de exemplu posibilitatea de a se efectua nu numai preîntinderea armăturii drepte, ci și a celei așezate după o curbă oarecare.

Pentru armarea grinzilor de deschideri mari, se folosesc fascicole de armătură (cablu de armătură), din coarde paralele de oțel dur, și nu coarde separate; la unele sisteme se folosește oțel de calitate superioară sau oțel aliat, de diametri mari.

Cele mai avantajoase secțiuni transversale ale grinzilor cu armătură preîntinsă, folosite la deschideri mari, sunt cele în dublu T și cele dreptunghiulare, cu gol la mijloc.

Aceasta se constată ușor din următoarele considerente: Luând drept condiție de bază faptul că în beton nu trebue să ia naștere eforturi unitare de întindere și, în special, ca eforturile unitare la ambele fețe să fie nule, se poate scrie (fig. 477:)

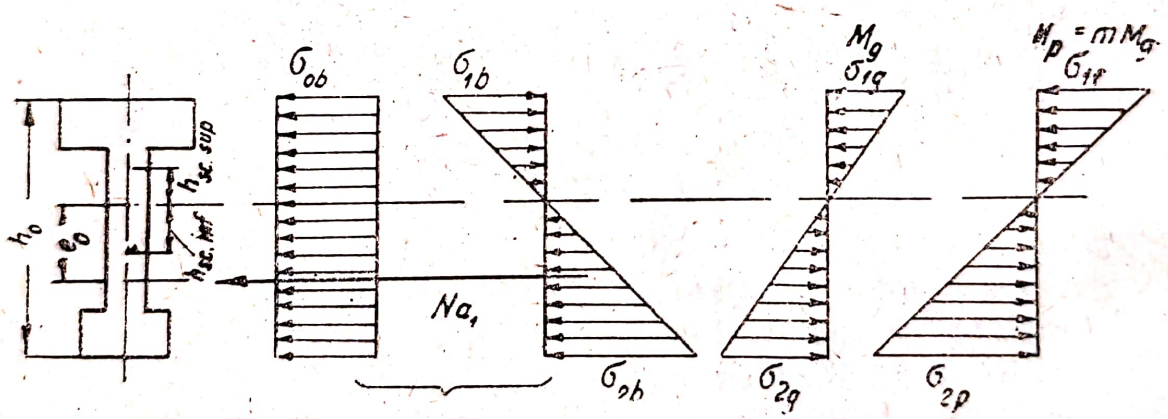


Fig. 477.

La fața superioară:

$$\sigma_{0b} - \sigma_{1b} + \sigma_{ig} = 0$$

sau

$$\frac{N_{a1}}{F_b} - \frac{N_{a1}\, e_0}{F_b\, h_{s \cdot c \cdot inf}} + \frac{M_g}{F_b\, h_{s \cdot c \cdot inf}} = 0$$

la fața inferioară

$$\sigma_{0b} + \sigma_{1b} - \sigma_{2g} - \sigma_{2p} = 0$$

sau

$$\frac{N_{a1}}{F_b} + \frac{N_{a1}\, e_0}{F_b\, h_{s \cdot c \cdot sup}} - \frac{M_g}{F_b \cdot h_{s \cdot c \cdot sup}} - \frac{M_p}{F_b\, h_{s \cdot c \cdot sup}} = 0$$

După o serie de transformări, aceste ecuații devin:

$$N_a \, h_{s \cdot c \cdot inf} - N_{a1} \, e_0 + M_g = 0,$$
$$N_{a1} \, h_{s \cdot c \cdot sup} - N_{a1} \, e_0 - M_g - M_p = 0$$

Rezolvând aceste două ecuații, se obține:

$$N_{a1} = \frac{M_p}{h_{s \cdot c \cdot inf} + h_{s \cdot c \cdot sup}},$$

adică cel mai mic efort de întindere N_{a1} va rezulta în cazul celei mai mari înălțimi a sâmburelui central ($h_{s \cdot c \cdot inf} + h_{s \cdot c \cdot sup}$). Deaceea, pentru a reduce forța N_{a1}, trebue aleasă secțiunea dublu T sau dreptunghiulară cu goluri, deoarece suma $h_{s \cdot c \cdot inf} + h_{s \cdot c \cdot sup}$ poate fi de două ori mai mare decât la secțiunea dreptunghiulară plină, pentru aceeași capacitate de rezistență. Odată cu reducerea valorii rezultantei se reduce corespunzător și consumul de oțel și beton.

Despre executarea fascicolelor de armătură pentru armarea elementelor de dimensiuni mari, s'a vorbit mai înainte. Aceste fascicole, înainte de a fi introduse în cofraj, se acoperă cu un strat de material care le împiedică de a adera la beton. Ele pot fi acoperite cu hârtie groasă, pusă în două straturi, iar sulul de hârtie astfel obținut se acoperă cu bitum Nr. 3, încălzit, până ajunge în stare fluidă. Un alt mijloc, mai eficace, dar în același timp mai scump, este de a introduce fascicolul de armătură într'un tub (manta) de tablă (fig. 462).

La un capăt al fascicolului, paharul metalic de ancoraj se încastrează în beton, iar la celălalt capăt iese afară și, pentru a fi întins, este prins de o presă hidraulică (vinciu), care se reazemă în betonul întărit al capătului grinzii. Valoarea efortului se măsoară cu ajutorul manometrului.

In urma preîntinderii, paharul de ancoraj dela capătul fascicolului de armătură se îndepărtează pe o oarecare distanță de capul grinzii și, în spațiul astfel format, se introduce o garnitură (plăcuță de beton armat sau șaibă metalică cu o crestătură), grație căreia se menține în grindă starea de efort necesară (fig. 478). Garniturile și șaibele au diverse grosimi, cu gradații de 1—2 mm.

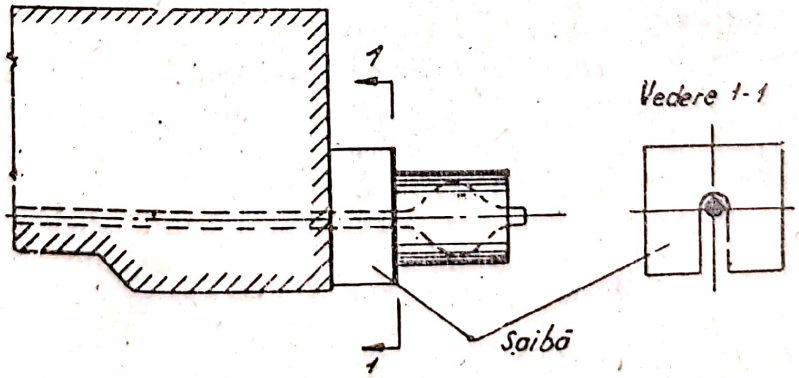


Fig. 478.

Atunci când se folosesc tuburi metalice, se injectează în tub, după terminarea întinderii fascicolului, mortar de ciment, în stare fluidă (1 : 1). Injectarea se face printr'un orificiu prevăzut în grindă și în tub.

Paharele care ies în afară se betonează.

Această metodă de preîntindere se poate aplica atât la construcțiile monolite, cât și la cele prefabricate.

Fascicolele de armătură cu pahare de ancorare se pot folosi deasemenea și în cazul în care preîntinderea se produce înainte de betonare, prevăzându-se reazemele respective.

Metoda de armare cu fascicolele (cabluri) cu pahare a fost verificată în U.R.S.S., atât în laborator, cât și în practică și a dat rezultate bune.

In străinătate, cel mai răspândit dispozitiv de ancorare îl constitue sistemul Freyssinet (fig. 479). El constă din următoarele: capetele corzilor fascicolului de armătură (cablului) se scot din grinzi, prin niște orificii tronconice. După întinderea coardelor, cu ajutorul unui așa numit vinclu cu acțiune dublă, se ancorează fascicolul în orificiul tronconic al unui con special, din beton armat sau din metal, înfășurat cu o spirală. Ancorarea se face prin presare, sub presiune mare. In interiorul acestui con, se lasă un orificiu, prin care se injectează în interior mortar de ciment. Conul nu iese dincolo de marginea grinzii și rămâne doar să se taie capetele corzilor și să se niveleze suprafața cu mortar de ciment.

Grinzile de deschideri mari — de secțiune dublu T sau dreptunghiulară, cu goluri — au totdeauna, în afară de armătura preîntinsă, o armătură așezată constructiv — longitudinală (în partea de jos și în partea de sus) și etrieri (fig. 480). Această armătură constructivă nu este supusă preîntinderii și se face din oțel obișnuit.

Este necesar a arăta aici și următoarele tipuri de grinzi pentru deschideri mari.

1) *Elemente cu preîntindere parțială.* La acestea, armătura de bază este formată din bare obișnuite, de oțel moale, nesupuse preîntinderii; numai o parte relativ mică din armătura longitudinală (de obicei din oțel dur) este supusă preîntinderii. Datorită preîntinderii armăturii suplimentare, betonul capătă o oarecare rezervă, pentru a lucra la întindere, prevenindu-se astfel apariția prematură a fisurilor. Efortul unitar de lucru al armăturii de bază, care este supusă unei comprimări inițiale, poate fi admis mai mare decât cel obișnuit. Avantajele folosirii unor astfel de elemente constau în folosirea economică a oțelului dur și a efectuării mai ușoare a preîntinderii, precum și în aceea că se reduce consumul total de armătură cu 20—40% față de grinzile obișnuite de beton armat. Aceste avantaje au fost confirmate, în urma aplicării metodei la construirea unor poduri.

2. *Elemente cu armătură preîntinsă exterioară.* In această categorie sunt cuprinse o serie de elemente în formă de arc și de grinzi armate. La elementele în formă de grinzi armate (fig. 481), întinderea tirantului poligonal, care se găsește în întregime în grinda de secțiune dreptunghiulară cu gol la mijloc, se face cel mai avantajos la unul din reazeme, cu ajutorul vinciurilor hidraulice; grinda folosită ca reazem se supune, în acelaș timp, comprimării. Construcțiile de tipul grinzilor armate au căpătat răspândire în special la poduri.

3. *Elemente de construcții prefabricate,* cu armătură preîntinsă, *formate din blocuri separate de beton sau beton slab armat.* Aceste grinzi au fost propuse pentru prima dată, în U.R.S.S., în anul 1938 de către I. I. Goldenblat și C. A. Naumov, la proiectul unui pod de beton armat. In străinătate (în Franța și Belgia), astfel de grinzi din blocuri au început să fie folosite pentru poduri, la sfârșitul celui de al doilea război mondial.

Scanned with OKEN Scanner

BIBLIOTECA CENTRALA REGIONALA
I A 317

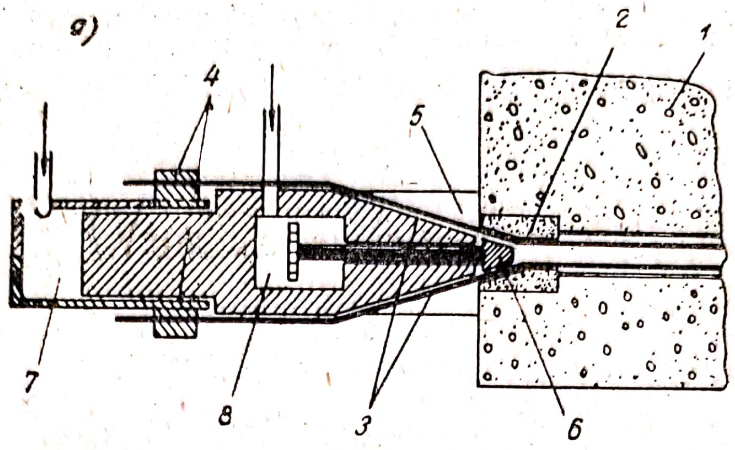
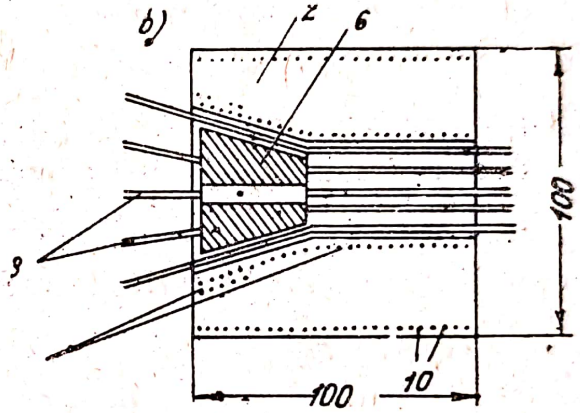


Fig. 479. Schema vinciului cu acțiune dublă:

a — vedere generală; b — detaliu dispozitivului de ancorare; 1 — alcătuirea; 2 — corp de beton, de rezistență superioară; 3 — sârmă care se întinde; 4 — cilindru gol cu piese (cleme) pentru strângerea sârmei; 5 — reazem; 6 — con de ancorare; 7 — spațiu umplut cu apă sub presiune, pentru întinderea armăturii; 8 — spațiu umplut cu apă, pentru presarea conului de ancorare; 9 — armătură din oțel obișnuit; 10 — armătură din oțel preîntins.



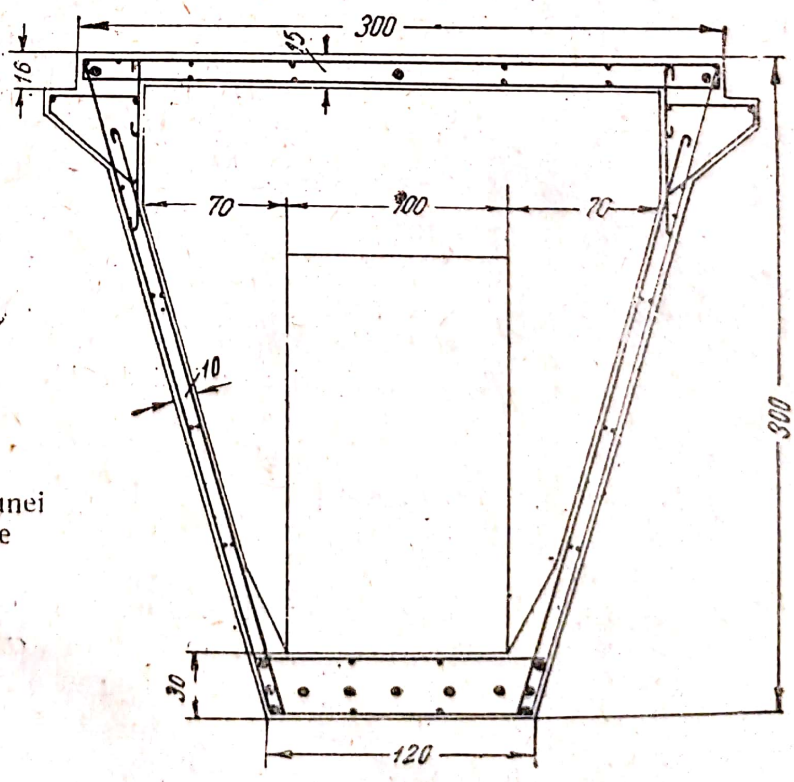


Fig. 480 Secțiunea unei grinzi cu deschidere mare (l = 50 m.)

Acest tip de grinzi, cu armătură preîntinsă, are oarecari avantaje față de cele monolite: folosirea blocurilor, în special a celor executate în fabrică, simplifică și accelerează executarea grinzilor, dă o economie însemnată de material lemnos și ușurează organizarea lucrului după metode rapide.

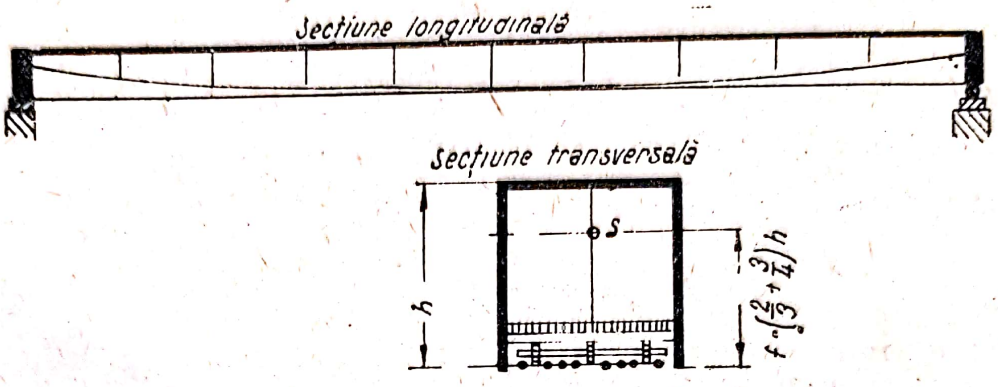


Fig. 481. Schema unei grinzi armate.

Blocurile, pentru cele mai avantajoase secțiuni de grinzi, se execută de secțiune dublu T sau dreptunghiulară cu goluri, de 0,5—3,0 m lungime (fig. 482, *a, b*). In blocuri se prevăd niște șanțuri sau găuri, de secțiune circulară care trec dintr'o parte într'alta a blocului. Blocurile gata executate se așează pe podine speciale; blocurile se așează alăturat (fig. 482, *c*) sau

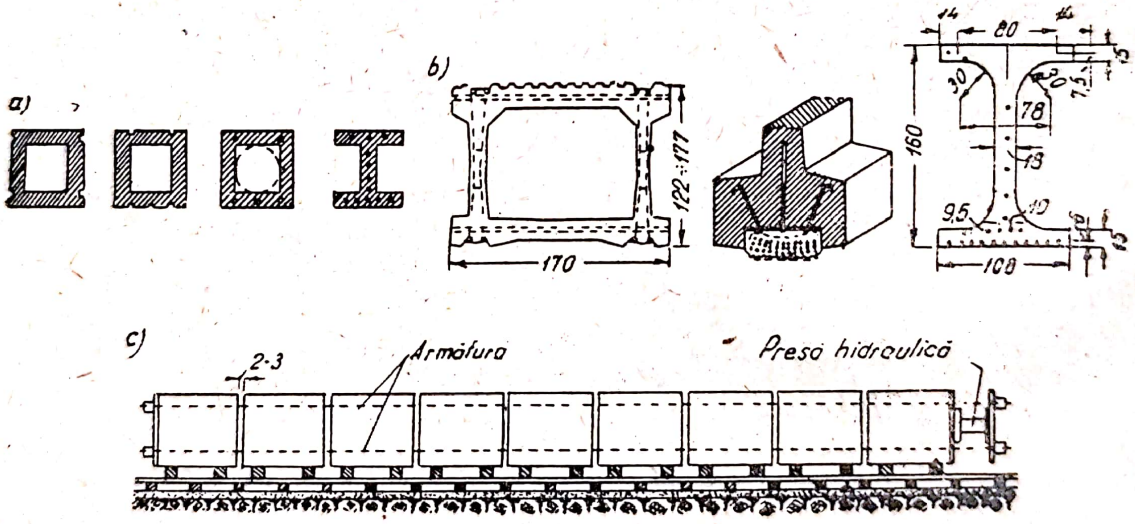


Fig. 482. Tipuri de grinzi din blocuri.

se lasă între ele un spațiu de 2—4 cm. După ce se verifică așezarea corectă a blocurilor, se introduce în șanțuri sau găuri, armătura longitudinală prevăzută în calcul. După aceasta, rosturile dintre blocuri sunt umplute cu mortar sau beton.

La grinzile cu *deschideri mici* (fig. 482, *a*), după întărirea mortarului din rosturi, armătura din oțel obișnuit se întinde ($\sigma_c = 2500—3500$ kg/cm²) manual, cu ajutorul unor piulițe și chei cu prelungitor sau vinciuri de putere redusă.

Grinzile cu deschideri mari (fig. 482, *b*) se armează cu fascicole de armătură din oțel de rezistență superioară. La acestea, după întărirea beto-

nului (mortarului) așezat în rosturile dintre blocuri, se preîntind fasciculele, cu ajutorul unor vinciuri hidraulice mobile.

Fixarea armăturii preîntinse se face cu ajutorul paharelor, conurilor etc. După aceea, găurile ce trec dintr'o parte într'alta a grinzii sunt umplute, prin injectare cu mortar de ciment (1 : 1), iar șanțurile se betonează. La blocurile mari, în cazul șanțurilor deschise, se recomandă ca fasciculul să fie închis într'un tub de tablă, care este susținut de ancore, fixate în rosturile dintre blocuri. Acest tub se acoperă în partea exterioară cu un strat de protecție, iar în interiorul lui se injectează mortar de ciment.

2. Calculul elementelor solicitate la încovoiere

Calculul elementelor solicitate la încovoiere cuprinde calculul la rezistență (determinarea capacității portante), calculul la fisurare și verificarea eforturilor unitare principale.

a) *Rezultatele cercetărilor experimentale*

Primele experiențe ale Institutelor ȚNIPS și TNIISM[1]) (din Harcov), asupra betonului armat cu coarde de oțel, au arătat că natura ruperii grinzilor cu armătură preîntinsă este diferită de cea a ruperii grinzilor de beton armat obișnuit.

La grinzile cu un procent de armare nu prea mare, ruperea (după experiențele lui S. E. Freifeld) se produce brusc, din cauza ruperii deobicei a tuturor coardelor (fig. 483, *a*), ceeace se explică prin absența unei zone de curgere la coardele din oțel superior. In acest caz, efortul unitar în zona comprimată a betonului, în momentul ruperii, este simțitor mai mic decât rezistența lui de rupere (R_i).

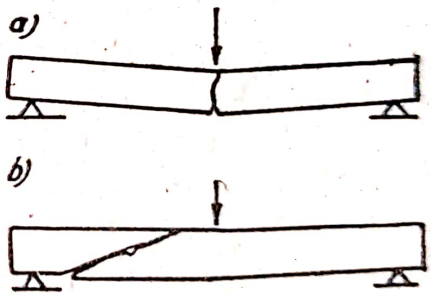


Fig. 483.

Mărind procentul de armare, ruperea se produce în urma deschiderii fisurilor oblice (fig. 483, *b*), îndreptate deobicei după linia care unește punctul de aplicare a sarcinei, cu reazemul. In acest caz, ruperea grinzii se produce fără a fi folosită în întregime rezistența coardelor. Aceasta limitează într'o oarecare măsură posibilitatea folosirii coardelor de rezistență superioară, la secțiunile cu un procent de armare foarte ridicat.

Incercări executate în anii 1947—1948, asupra unor grinzi de secțiune dublu T, care au fost păstrate în aer liber timp de 6—7 ani, au dat posibilitatea să se precizeze natura ruperii acestor grinzi. Ruperea se poate produce după următoarele trei scheme[2]):

1. Ruperea tuturor coardelor din zona întinsă, în regiunea momentelor încovoietoare maxime; acesta este caracterul normal al ruperii grinzilor din beton armat cu coarde, la care este asigurată aderența dintre coarde și beton, realizată prin calitatea corespunzătoare a betonului și prelucrarea suprafeței coardelor. Momentul de rupere,

---

1) Institutul Central de Cercetări Stiințifice pentru Materiale de Construcție (N. R.).

2) *E. G. Ratz:* Incercarea grinzilor din beton armat cu coarde, la vârsta de 6—7 ani (Lucrările celei de a IV-a Conferințe privitoare la construcțiile de beton și beton armat partea a II-a, Stroiizdat, 1949).

stabilit pe cale experimentală, corespundea în mod obișnuit cu cel rezultat din calcul, iar uneori chiar îl depășea.

2. Ruperea numai a unora din coarde, ca urmare a întinderii lor neuniforme, în timpul executării grinzii sau în urma lunecării în beton a unora din ele. In acest caz, momentul de rupere experimental este totdeauna ceva mai mic decât cel teoretic (în medie 94%), el fiind cu atât mai mare cu cât un număr mai mare din coarde s'a rupt în starea limită.

3. Desvoltarea fisurilor oblice, ruperea zonei comprimate a betonului sau lunecarea tuturor coardelor în beton. Aceste grinzi s'au dovedit a fi cele mai puțin rezistente; momentul de rupere era în medie de circa 83% din cel teoretic. Ruperea grinzilor de beton armat cu coarde, după modul indicat în acest caz, trebue considerată anormală.

In același timp s'a stabilit că ancorarea coardelor nu depinde numai de marca betonului, ci și de o serie de alte proprietăți — compacitatea betonului, cantitatea de ciment pe care o conține betonul, calitatea agregatelor etc.

Experiențele au mai arătat că grinzile de vârstă indicată păstrează efectul preîntinderii, iar fiecare din părțile rezultate după ruperea grinzii își menține calitățile de bază ale betonului armat cu coarde. Grinzile au păstrat contrasăgeata de montaj (săgeata constructivă), care era de 5—6 mm la o lungime a grinzii de 4,08 m.

Se mai poate arăta că, în cazul folosirii sârmelor trase la rece, s'au observat mici diferențe între valorile rezistenței la rupere prin întindere și că preîntinderea mărește în mod simțitor capacitatea de deformare la întindere a betonului, uneori chiar de 4 ori

b) *Calculul de rezistență*

Valoarea sarcinii de rupere depinde, în general, de rezistența la rupere prin întindere σ_{rr} a armăturii și de rezistența betonului la compresiune din încovoiere R_i. Această valoare poate fi determinată, după cum s'a arătat, cu un grad de exactitate destul de mare, cu ajutorul formulelor pentru beton armat obișnuit.

In concordanță cu acestea, calculul la rezistență al elementelor solicitate la încovoiere, cu armătură preîntinsă, se face conform prescripțiilor N și TU—3—49.

Calculul secțiunii armăturii de bază se poate face cu ajutorul tabelei 16 (pentru mărci de beton și oțel oarecare) sau cu ajutorul formulelor:

$$\alpha(1-0{,}5\,\alpha)=\frac{kM}{bh_0^2\,R_i}\;;\;F_a=\alpha\,bh_0\,\frac{R_i}{\sigma_a} \qquad (524)$$

Invers, având pe $\mu=\alpha\frac{R_i}{\sigma_a}$, se poate determina înălțimea secțiunii:

$$h_0=r_0\sqrt{\frac{kM}{bR_i}} \qquad (525)$$

sau momentul admisibil:

$$M=A_0\,\frac{bh_0^2\,R_i}{k}\,. \qquad (526)$$

Dacă se folosește armătură din oțel dur, se recomandă ca raportul x/h_0 să se ia de cel mult 0,3 (în loc de 0,5 cât se ia pentru betonul armat obișnuit). Se menționează totuși că această limită nu a căpătat încă o justificare teoretică sau experimentală. In general, la stabilirea procentului de armare este necesar să se țină seama de considerații tehnico-economice și constructive.

Scanned with OKEN Scanner

In cazul când în zona comprimată din partea superioară se găsește armătură preîntinsă, rezistența grinzii la încovoiere nu crește, ci, dimpotrivă, se micșorează într'o oarecare măsură. Într'adevăr, în momentul ruperii, care se produce atunci când armătura din partea inferioară ajunge la limita de curgere sau când betonul din zona comprimată atinge rezistența de rupere, — în zona superioară, în afară de eforturile de compresiune, provocate de forța exterioară, mai lucrează și o parte din efortul de preîntindere al armăturii superioare. După cum se știe, scurtarea specifică la rupere a betonului este de 0,0015—0,0020, și în cazul deformării betonului, sub acțiunea unei forțe exterioare, efortul unitar inițial de întindere din armătură se poate reduce cu o valoare aproximativ până la $E\,\varepsilon_{b\,lim} = 4200$ kg/cm² adică oțelul superior poate fi folosit până la limita convențională $\sigma'_{ac} = 4200$ kg/cm². De aici, urmează că, atunci când mărimea preîntinderii în armătura superioară depășește această valoare, trebue să se țină seamă de scăderea rezistenței, din cauza restului de forță reactivă.

Conform Instrucțiunilor (I—148—50), în aceste cazuri mărimea efortului preluat de zona comprimată a elementului se ia mai mică cu: $F'_a(\sigma'_{ap} - \sigma'_{ac}) = F'_a\sigma'_a$, unde σ'_{ac} se ia: pentru oțelul moale $\sigma'_{ac} = \sigma_c$, iar pentru oțelul dur, $\sigma'_{ac} = 4200$ kg/cm², dacă $\sigma_{lp} \geqslant 4200$ kg/cm²; σ'_{ap} este efortul unitar de preîntindere în armătura superioară, ținându-se seama de pierderile rezultate din contracția și curgerea lentă a betonului (în ipoteza că se controlează întinderea armăturii înainte de comprimarea betonului)[1]).

In urma celor arătate până acum, rezistența elementelor de secțiune simetrică, de orice formă, cu armătură preîntinsă dublă, se poate calcula după formulele:

$$kM = R_i S_b + F'_{a0}\,\sigma_c\,(h_0 - a') - F'_a\,(h_0 - a')\,(\sigma'_{ap} - \sigma'_{ac}); \qquad (527)$$

$$F_a(\sigma_{rr,\,c,\,lp}) + (F_{a0} - F'_{a0})\,\sigma_c + F'_a\,(\sigma'_{ap} - \sigma'_{ac}) = R_i F'_b \qquad (528)$$

Se observă că, în elementele care au armătura preîntinsă numai în partea inferioară, în cazul unei întinderi însemnate a ei, betonul va fi supus unor eforturi de compresiune excentrică; iar în zona care, în cazul încovoierii va lucra la compresiune, pot să apară eforturi unitare de întindere periculoase.

Într'adevăr, la precomprimarea betonului, avem diagrame dreptunghiulare pe toată lungimea grinzii: în partea inferioară, compresiune; în partea superioară, întindere (fig. 484). In cazul elementelor prefabricate, întinderea poate crește în timpul transportului și al' montajului.

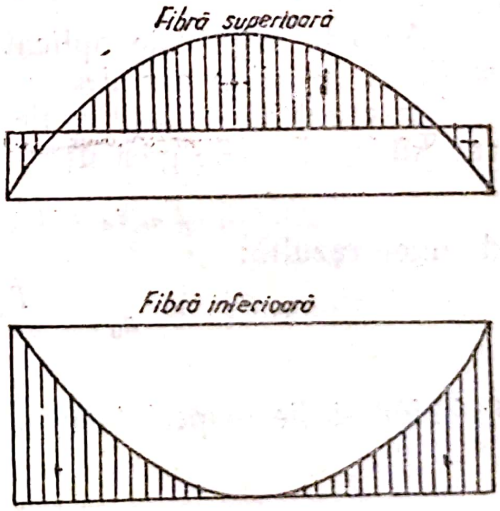


Fig. 484.

[1]) Valoarea mărimii σ'_{ap} în cazul când controlul întinderii se face după comprimarea betonului este dată în cele ce urmează.

Scanned with OKEN Scanner

Diagramele rezultate din sarcinile de exploatare (uniform distribuite) au formă de parabolă, în ambele zone. Ca urmare, în fibrele superioare ale grinzii, eforturi unitare de întindere mai mari ca cele admisibile (mai mari decât $\frac{R_t}{k_1}$) pot rămâne numai în apropierea reazemelor.

Deaceea, în zona comprimată trebue să se prevadă armătură preîntinsă. Secțiunea F'_a acestei armături trebue luată astfel, încât centrul de greutate

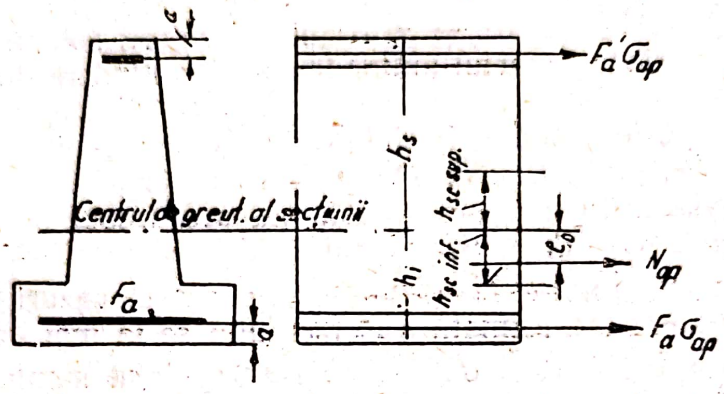


Fig. 485.

al întregii armături să cadă în interiorul sâmburelui central (fig. 485). In funcție de dimensiunile și forma secțiunii de beton, secțiunea armăturii superioare se ia, practic, între $^1/_5$ și $^1/_3$ din secțiunea armăturii inferioare.

Efortul total de întindere a armăturii, în cazul unei intensități de preîntindere σ_{ak}, este:

$$N_{ak} = \sigma_{ak}\, F_a + \sigma_{ak}\, F_a' = \sigma_{ak}\, F_{as}.$$

Luând în considerare pierderile din contracția și curgerea lentă a betonului, se obține:

$$N_{ap} = N_{ak} - N_p = F_{as}\,(\sigma_{ak} - \sigma_p) = F_{as}\,\sigma_{ap}.$$

Această forță este aplicată la o distanță e_0 de centrul de greutate al secțiunii de beton armat.

In cazul intensității egale de preîntindere a armăturilor F_a și F_a', valoarea lui e_0 se poate găsi ușor, din următoarea ecuație:

$$F_{as}\, e_0 = F_a\,(h_i - a) - F_a\,(h_s - a'),$$

de unde rezultă:

$$e_0 = \frac{F_a\,(h_i - a) - F'_a\,(h_s - a')}{F_{as}}, \qquad (529)$$

trebuind să fie respectată următoarea condiție:

$$e_0 \leq h_{si} = \frac{W_i}{F_{bi}},$$

unde h_{si} este distanța dela centrul de greutate până la marginea inferioară a sâmburelui central al secțiunii;

F_{bi} și W_i sunt suprafața ideală și momentul de rezistență al secțiunii.

Armătura superioară pentru preluarea eforturilor de întindere se montează deobicei la grinzile de beton armat cu coarde de oțel.

Totuși, această armătură, așezată în zona superioară, slăbește rezistența grinzii, astfel cum s'a spus mai înainte. Deaceea, la grinzile de deschideri mari, în care preîntinderea armăturii se face după întărirea betonului, este mai avantajos și mai rațional să se ridice o parte din armătura inferioară.

Barele ridicate se pot așeza după o parabolă, astfel încât eforturile unitare de întindere din beton să fie nule. In figura 486 este reprezentată o grindă încărcată cu o sarcină uniform distribuită q și o forță axială de compresiune N_{a1} care provoacă comprimarea inițială a betonului.

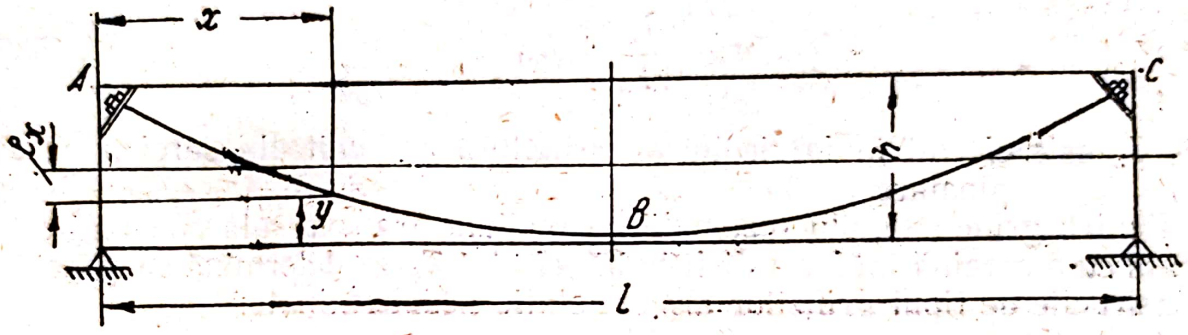


Fig. 486.

In cele ce urmeează se vor determina ordonatele curbei ABC, care reprezintă conturul fascicolului de armătură ce satisface condițiile impuse mai înainte.

In cele ce urmează se vor determina ordonatele curbei ABC, care reprezintă consarcina verticală este:

$$M_x = \frac{qx}{2}(l-x),$$

iar efortul unitar, în fibra întinsă a grinzii cu secțiunea transversală de înălțime h și de lățime b (în ipoteza că grinda nu este armată), este:

$$\sigma_{b,q} = \frac{3q}{bh^2}\, x\ (l-x).$$

Efortul unitar de compresiune dat de forța axială N_{a1}, în aceeași secțiune x (neglijând devierile ei neînsemnate dela orizontală), având $e_x = \frac{h}{2} - y$, este:

$$\sigma_{b,N} = \frac{N_{a1}}{bh}\left(1 + \frac{6e_x}{h}\right) = \frac{2N_{a1}}{bh^2}(2h - 3y).$$

Pentru ca efortul unitar în secțiune să fie egal cu zero, ambele eforturi unitare trebue să se echilibreze, adică

$$3\ q\ x\ (l-x) = 2\ N_{a1}\ (2\ h - 3y).$$

de unde rezultă ecuația curbei ABC.

$$y = \frac{q\ x^2}{2\ N_{a1}} - \frac{qlx}{2\ N_{a1}} + \frac{2}{3}\ h$$

Se vede că pe reazeme fascicolul de armătură trebue să se găsească la faţa superioară, cel puţin la înălţimea treimii mijlocii a secţiunii.

Direcţia fascicolelor la reazeme, apropiindu-se de direcţia eforturilor unitare principale de întindere, uşurează preluarea acestora din urmă.

In afară de avantajele teoretice dobândite în urma folosirii conturului curb al unei părţi a fascicolului de armătură, o astfel de soluţie are şi avantaje constructive, căci dispozitivele de ancorare se aşează mai uşor la diferite nivele pe înălţime.

Instrucţiunile (I—148—50) pentru acest fel de grinzi, recomandă să se determine eforturile unitare din armătură provenite din sarcinile de exploatare, după formula:

$$\sigma_a = \frac{T_a}{F_a} + \sigma_{a1} \tag{530}$$

unde T_a este efortul în fascicolul de armătură provenit din sarcina de exploatare.

Pentru grinda simplu rezemată cu secţiune transversală constantă, încărcată cu o sarcină uniform distribuită, efortul T_a se determină ca şi pentru o construcţie de tipul grinzilor armate static nedeterminate:

$$T_a = \frac{pl^2}{8} \cdot \frac{\frac{2}{3} e_0 + \frac{8}{15} e_f}{e_0^2 + \frac{4}{3} e_0 e_f + \frac{8}{15} e_f^2 + \frac{E_b}{F_a} \frac{I_b}{E_a}} \tag{531}$$

unde e_f este săgeata fascicolului de armătură a grinzii.

La alegerea definitivă a formei şi dimensiunilor secţiunii transversale a elementului trebue să se ţină seama şi de necesităţile de exploatare, fiind necesară verificarea *rigidităţii construcţiei.*

Conform Instrucţiunilor (I—148—50), săgeata admisibilă a elementelor precomprimate sub *sarcina utilă* se determină, pentru fiecare caz concret, în funcţie de destinaţia elementului şi de condiţiile de exploatare; săgeata nu trebue să depăşească 1/500 din deschidere.

Grinzile cu armătură preîntinsă pot avea o înălţime mai mică decât grinzile din beton obişnuit, deoarece sunt mai rigide şi au o contrasăgeată. Insă în aceste cazuri, rigiditatea suficientă a grinzilor trebue confirmată prin calcul[1]). Modulul de elasticitate se ia mai mic decât cel pentru elementele comprimate şi anume: la un coeficient de siguranţă la fisurare $k_f \geqslant 1{,}3$, cu 15%, iar în cazul când $k_f < 1{,}3$, cu 25% mai mic.

c) *Determinarea eforturilor unitare iniţiale*

Eforturile unitare iniţiale din beton şi armătură se determină după stadiul elastic, pe baza ipotezelor metodei vechi de calcul a elementelor de beton armat. Se consideră cunoscută mărimea totală a forţei de întindere

[1]) Formule pentru determinarea săgeţilor, ţinând seama de contrasăgeţi, a se vedea în I .E. Scriabin: Alcătuirea şi calculul grinzilor de beton armat cu armătură preîntinsă, Editura Ministerului Gospodăriilor Comunale R.S.F.S.R., 1949.

N_{a1} și punctul de aplicare al ei față de centrul de greutate al secțiunii de beton armat (e_0).

1) Cazul controlului întinderii după comprimarea betonului.

Forța de întindere N_{a1} fiind transmisă elementului ca o forță de compresiune, produce în beton o stare de efort inițială care se determină în orice fibră pe înălțimea secțiunii, după formula compresiunii excentrice:

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{a1}}{F_{bi}} \pm \frac{N_{a1}\, e_0}{W_i}.$$

Substituind $W_i = \frac{I}{y}$ și $I = r^2 F_{bi}$, se obține

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{a1}}{F_{bi}}\left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right) = \frac{F_{as}\sigma_{a1}}{F_b + n\, F_{ao}}\left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right),$$

sau

$$\sigma_{b1} = \frac{\mu_0 \sigma_{a1}}{1 + n\mu_0}\left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right). \qquad (532)$$

Pornind dela expresia (506) — $\sigma_{ap} = \sigma_{a1} + n\,\sigma_{b1}$, se găsește efortul unitar printr'o bară oarecare a armăturii din zona întinsă:

$$\sigma_{ap} = \sigma_{a1} \frac{1 + n\left[\mu_0 + \mu_s\left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right)\right]}{1 + n\mu_0}. \qquad (533)$$

Efortul σ_{ap} care acționează pe linia rezultantei întregii armături preîntinse, este:

$$\sigma_{ap} = \sigma_{a1} \frac{1 + n\left[\mu_0 + \mu_s\left(1 + \frac{e_0^2}{r^2}\right)\right]}{1 + n\mu_0} \qquad (534)$$

După I—148—50, este aproximativ:

$$\sigma_{ap} = \sigma_{a1}(1 + 2\,n\,\mu_s). \qquad (535)$$

Pentru armătura așezată în zona comprimată,

$$\sigma'_{ap} = \sigma_{a1} \frac{1 + n\left[\mu_0 + \mu_s\left(1 - \frac{e_0\, e_0'}{r^2}\right)\right]}{1 + n\,\mu_0} \qquad (536)$$

Eforturile unitare în beton și armătură, date de sarcina de exploatare și ținând seama de eforturile unitare inițiale, se determină după formula:

$$\sigma_b = \frac{M\, y}{I} + \sigma_{b1}; \qquad (537)$$

$$\sigma_a = \frac{n\, My}{I} + \sigma_{a1}. \qquad (538)$$

2) Cazul controlului efortului unitar de preîntindere înainte de comprimarea betonului.

Folosind relația stabilită mai sus, din ecuația (533), se poate obține:

$$\sigma_{a1} = \sigma_{ap} \frac{1 + n\mu_0}{1 + n\left[\mu_0 + \mu_s\left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right)\right]}. \tag{539}$$

Mărimea σ_{b1} se poate găsi din expresia (507), substituind valoarea lui σ_{a1} din formula (539):

$$n\sigma_{b1} = \sigma_{ap} - \sigma_{ap} \frac{1 + n\mu_0}{1 + n\left[\mu_0 + \mu_s\left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right)\right]} =$$

$$= \sigma_{ap} \frac{n\mu_s\left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right)}{1 + n\left[\mu_0 + \mu_s\left(1 + \frac{e_0 y}{r^2}\right)\right]},$$

sau

$$\sigma_{b1} = \frac{\mu_s \sigma_{ap}}{1 + n\left[\mu_0 + \mu_s\left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right)\right]}\left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right). \tag{540}$$

Pe linia rezultantei întregii armături preîntinse,

$$\sigma_{a1} = \sigma_{ap} \frac{1 + n\mu_0}{1 + n\left[\mu_0 + \mu_s\left(1 + \frac{e_0^2}{r^2}\right)\right]}. \tag{541}$$

Aproximativ (acoperitor pentru cazul fisurării) se poate lua:

$$\sigma_{a1} = \frac{\sigma_{ap}}{1 + 2n\mu_s}. \tag{542}$$

Eforturile unitare în beton și armătură, provenite din sarcinile de exploatare, și ținând seamă de eforturile inițiale, se determină cu ajutorul formulelor:

$$\sigma_b = \frac{M y}{I_i} + \sigma_{b1}; \tag{543}$$

$$\sigma_a = \frac{nMy}{I_i} + \sigma_{a1}, \tag{544}$$

în care σ_{a1} se determină cu ajutorul formulei (539).

d) *Calculul la fisurare, conform Instrucțiunilor I-148—50*

O parte foarte importantă a calculului elementelor solicitate la încovoiere, o constitue calculul la apariția fisurilor (calculul la fisurare).

Rezistența la fisurare a grinzilor crește odată cu sporirea intensității preîntinderii armăturii. După cum au arătat experiențele, raportul dintre

momentul M_f, la care apar primele fisuri, și valoarea momentului de rupere M_r, determinat de ruperea coardelor, variază între 0,4 și 0,9, în funcție de intensitatea preîntinderii (la experiențe, aceasta s'a luat dela 4000—14 000 kg/cm²) și de rezistența betonului la întindere. În cazul când armătura nu se preîntinde, acest raport variază între 0,25 și 0,30.

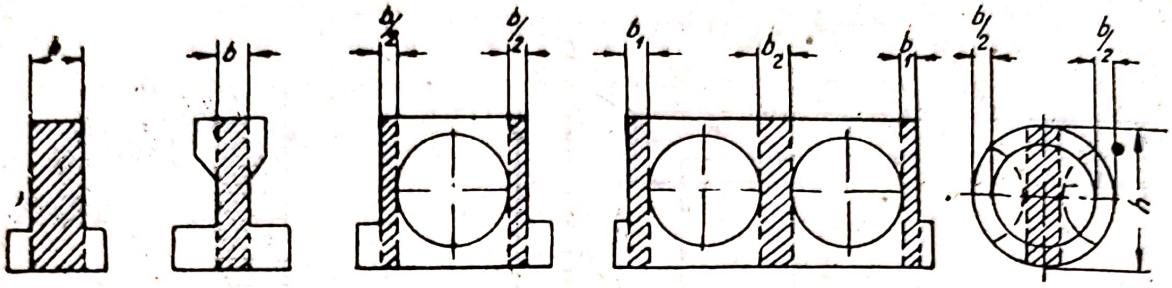


Fig. 487.

Pentru a ușura calculul secțiunilor compuse, în Instrucțiunile (I—148—50) care țin seama în special de proiectarea elementelor prefabricate din beton armat cu coarde de oțel, se dă o formulă simplă pentru determinarea momentului M_f. Existența unei formule simple scutește de calcule anevoioase pentru determinarea caracteristicelor geometrice ale secțiunilor compuse.

Fiecare secțiune compusă poate fi considerată ca fiind formată dintr'o parte de bază, dreptunghiulară, care trece pe toată înălțimea secțiunii, și are lățimea egală cu suma grosimilor minime ale pereților, precum și din părți suplimentare (inclusiv armătura), considerate ca o întărire a secțiunii dreptunghiulare (fig. 487), lucrând la compresiune și la întindere.

Mai jos se prezintă pe scurt, demonstrația formulei de calcul recomandată de Instrucțiuni[1]).

Calculul la fisurare al secțiunilor din beton armat precomprimat se bazează pe aceleași ipoteze fundamentale ca și calculul la fisurare al secțiunilor obișnuite de beton armat, adică: a) secțiunile rămân plane; b) diagrama eforturilor unitare în secțiunea dreptunghiulară de bază se ia în zona comprimată, triunghiulară, și în zona întinsă, dreptunghiulară, rezistențele de rupere la întindere fiind R_t; c) lungirea specifică la rupere se ia egală cu $\varepsilon_t = 1{,}5 \cdot 10^{-4}$; în acest caz, pentru diversele mărci de beton, valoarea coeficientului de plasticitate este

$$c = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{elasticit.}} = \frac{\varepsilon_t E_b}{R_t} \approx 2.$$

Să considerăm o secțiune dublu T nesimetrică (față de axa orizontală) (fig. 488) și să separăm partea dreptunghiulară de bază, în care eforturile unitare se repartizează după legea indicată; eforturile unitare în porțiunile care întăresc secțiunea, adică în consolele superioare și partea lățită in-

[1]) *V. V. Mihailov:* Calculul la rezistență și la fisurare a construcțiilor de beton armat precomprimat; ȚNIPS: Cercetări asupra construcțiilor din beton armat obișnuit și precomprimat (Culegere de articole, Stroiizdat, 1949). *A. A. Tamarin.* Metoda de calcul la fisurare a grinzilor de beton și beton armat, Stroitelnaia Promâșlennosti, Nr. 1/1949.

ferioară, se consideră uniform distribuite și egale: în partea inferioară R_t și în partea superioară, $\sigma_b = m_1 R_t$.

Efortul unitar în armătura preîntinsă, în momentul apariției fisurilor, se ia egal cu:

$$\sigma_{a,f} = \sigma_{ap} + 300 \text{ kg/cm}^2,$$

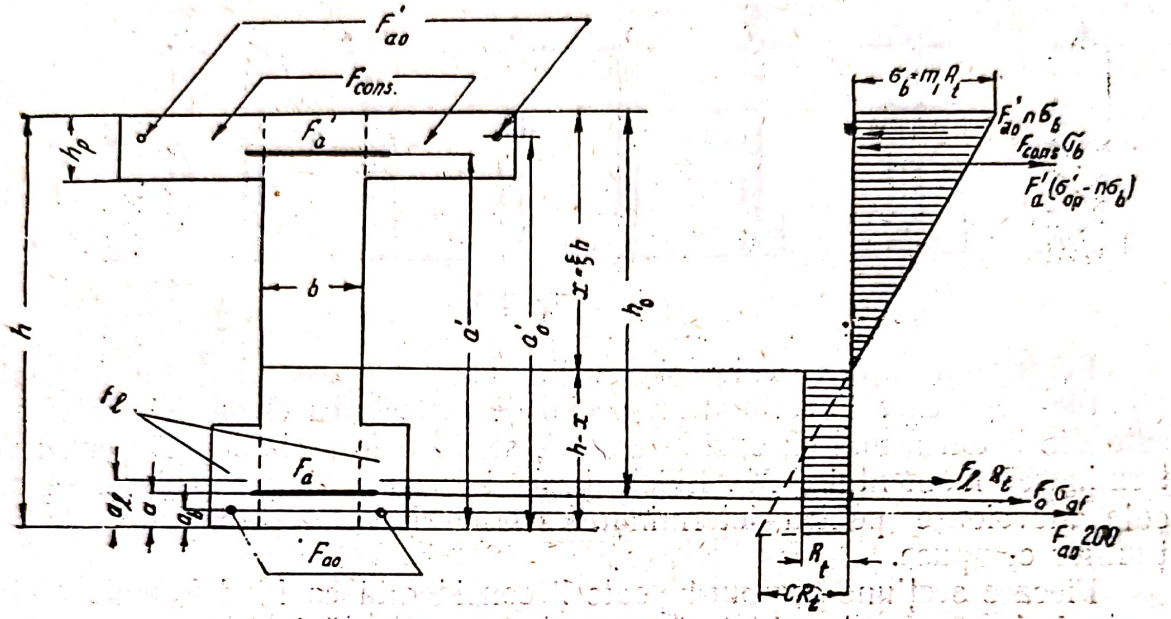


Fig. 488.

unde $\sigma_{ap} = \sigma_{ak} - \sigma_p$ este efortul unitar inițial în armătură, ținându-se seama de pierderile din contracție, în cazul când efortul unitar în beton este egal cu zero. În cazul controlului efortului unitar de preîntindere după comprimarea betonului, mărimea σ_{ap} se calculează după formula (534).

300 kg/cm² — creșterea de efort unitar în armătură în momentul apariției fisurilor în zona întinsă.

Pentru determinarea poziției axei neutre în momentul apariției fisurilor, se stabilesc condițiile de echilibru ale proiecției tuturor forțelor pe axa orizontală:

$$\frac{m_1 R_t x b}{2} - (h - x) b R_t - \Sigma Z + (F_{cons.} + nF'_{a0} + nF'_a) m_1 R_t = 0 \qquad (545)$$

Suma eforturilor de întindere este:

$$\Sigma Z = F_a \sigma_{a,f} + F_{a0} \cdot 300 + F_l R_t + F'_a \sigma'_{ap}.$$

Împărțind ecuația (545) prin $R_t bh$ și notând:

$$\frac{\Sigma Z}{R_t bh} = \psi_t = \frac{F_a \sigma_{a,f} + F'_a \sigma'_a + F_l R_t + F_{a0} \cdot 300}{R_t \; b \cdot h};$$

$$\frac{F_{cons.} + n(F'_{a0} + F'_a)}{bh} = \psi_c; \quad \frac{h_p}{h} = \gamma; \frac{x}{h} = \xi; \frac{\varepsilon_t E_b}{R_t} = c = 2$$

se obține:

$$\psi_t = 0{,}5\, m_1 \xi - (1 - \xi) + m_1 \psi_c \tag{546}$$

Din asemănarea triunghiurilor, rezultă:

$$\frac{m_1 R_t}{c R_t} = \frac{x}{h - x} \text{ și } m_1 = c \frac{\xi}{1 - \xi}. \tag{547}$$

Substituind valoarea lui m_1 în ecuația (546), se obține:

$$\psi_t = \frac{c \xi^2}{2(1 - \xi)} - (1 - \xi) + \frac{c \xi}{1 - \xi} \psi_c. \tag{546'}$$

Luând $c = 2$, se obține:

$$\xi(2 + 2\psi_c + \psi_t) = 1 + \psi_t,$$

de unde rezultă

$$\xi = \frac{1 + \psi_t}{2 + 2\psi_c + \psi_t}. \tag{548}$$

Valoarea ξ poate fi deasemenea exprimată în funcție de m_1 din ecuația (547):

$$\xi = \frac{m_1}{m_1 + c} = \frac{m_1}{m_1 + 2}. \tag{548'}$$

Mai departe, se poate scrie:

$$\frac{m_1}{m_1 + 2} = \frac{1 + \psi_t}{2 + 2\psi_c + \psi_t},$$

de unde rezultă

$$m_1 = \frac{1 + \psi_t}{0{,}5 + \psi_c}. \tag{549}$$

Valoarea m_1, și prin urmare și efortul unitar în beton, variază în funcție de gradul de armare al elementului și de forma secțiunii (ψ_t și ψ_c).

Urmează determinarea momentului de fisurare, M_f.

Folosind ecuația (546') și introducând notațiile precedente, se scrie condiția de echilibru a momentelor forțelor exterioare și interioare:

$$M_f = \left[\frac{c \xi^2}{2(1 - \xi)} \cdot \frac{2\xi}{3} + (1 - \xi) \frac{1 - \xi}{2} + \sum \psi_{ti} (1 - \xi - \delta) + \psi_c \frac{c \xi}{1 - \xi} \left(\xi - \frac{\gamma}{2} \right) \right] b h^2 R_t. \tag{550}$$

Luând $c = 2$:

$$\frac{M_f}{b h^2 R_t} = \frac{2 \xi^3}{3(1 - \xi)} + \frac{(1 - \xi)^2}{2} + \sum \psi_{ti} (1 - \xi - \delta_i) + \psi_c \frac{2\xi}{1 - \xi} \left(\xi - \frac{\gamma}{2} \right). \tag{550'}$$

Scanned with OKEN Scanner

Coeficientul ψ_t reprezintă influența armăturii obișnuite, cuprinsă în zona lărgită a betonului, și a armăturii preîntinse din întreaga secțiune, adică a tuturor elementelor suplimentare care întăresc secțiunea dreptunghiulară de bază, și care lucrează la întindere din încovoiere. Coeficientul ψ_c ține seama de influența consolelor superioare, a armăturii obișnuite a zonei comprimate a elementului și de pierderile de preîntindere în armătura din partea superioară, adică a tuturor elementelor suplimentare care întăresc secțiunea suplimentară de bază și care lucrează, în cazul încovoierii la compresiune.

Dacă se presupune că rezultanta tuturor forțelor, care caracterizează lățirea secțiuni în zona întinsă și armarea secțiunii este aplicată la marginea secțiunii ($\delta_1 = 0$), atunci, rezolvând sistemul de ecuații (548) și (550), prin eliminarea lui ξ, pentru valorile γ și ψ_c date, se ajunge la ecuațiile unor curbe foarte apropiate de dreaptă.

Intr'adevăr: pentru $\Sigma\psi_{ti}\ \delta_i = \psi_{t1}\delta_1 + \psi_{t2}\delta_2 + \ldots + \psi_{ti}\ \delta_i = 0$, ecuația (550) devine:

$$\frac{M_f}{bh^2R_t} = \frac{2}{3}\cdot\frac{\xi^3}{1-\xi} + \frac{1}{2}(1-\xi)^2 + \psi_t\ (1-\xi) + \psi_c\frac{2\xi}{1-\xi}\left(\xi - \frac{\gamma}{2}\right). \tag{551}$$

Substituind în aceasta valoarea lui ξ din ecuația (548) și transformând-o, se obține:

$$\frac{M_f}{bh^2R_t} = \frac{1}{2}\cdot\frac{1+2\psi_c(1-\gamma)}{1+2\psi_c} + \psi_t\ \frac{1+2\psi_c\left(1-\frac{\gamma}{2}\right)}{1+2\psi_c} - \frac{(5+2\psi_t+6\psi_c)(1+\psi_t)^2}{6\ (1+2\psi_c)\ (2+2\psi_c+\psi_t)^2}. \tag{552}$$

Se împarte ultimul termen în două părți. Apoi, în termenul care conține la numitor pe ψ_t, se ia $\psi_t = 0$, ceeace, după metodele lui V. V. Mihailov are o influență mică asupra valorii $\frac{M_f}{bh^2R_t}$. In acest caz, formula de calcul devine:

$$\frac{M_f}{bh^2R_t} = \frac{1}{2} - \frac{\psi_c\gamma}{1+2\psi_c} - \frac{1}{6}\cdot\frac{1-2\psi_c}{1+2\psi_c} - \frac{1}{6}\left(\frac{1+2\psi_c}{2+2\psi_c+\psi_t}\right)^2 + \psi_t\left[1 - \frac{\psi_c\gamma}{1+2\psi_c} - \frac{1}{3}\frac{1}{1+2\psi_c}\right]. \tag{553}$$

In sfârșit, notând expresiile care nu conțin termenul ψ_t cu

$$A = \frac{1}{2} - \frac{\gamma\psi_c}{1+2\psi_c} - \frac{1}{6}\cdot\frac{1-2\psi_c}{1+2\psi_c} - \frac{1}{6}\left(\frac{1+2\psi_c}{2+2\psi_c}\right)^2$$

și

$$B = 1 - \frac{\gamma\psi_c}{1+2\psi_c} - \frac{1}{3}\cdot\frac{1}{1+2\psi_c},$$

se obține formula de calcul (o dreaptă):

$$M_f = (A + B\psi_t)\ bh^2R_t.$$

Pentru $\delta_i \neq 0$ expresia lui M_f capătă forma generală:

$$M_f = (A + B\psi_t - \Sigma \psi_{ti}\, \delta_i)\, bh^2 R_t. \qquad (554)$$

Valorile A și B pentru diferite valori γ și ψ_c sunt date în tabela (49).

Tabela 49

Coeficienții A și B pentru formula (554)

$\gamma = \frac{h_p}{h}$	A pentru valorile ψ_c						
	0	0,1	0,3	0,5	1	2	3 și 4
0	0,290	0,340	0,395	0,425	0,460	0,485	0,490
0,05	0,290	0,335	0,385	0,410	0,445	0,465	0,465
0,10	0,290	0,330	0,375	0,400	0,430	0,445	0,440
0,15	0,290	0,325	0,368	0,390	0,415	0,425	0,420
0,20	0,290	0,320	0,360	0,375	0,395	0,405	0,405
0,25	0,290	0,317	0,350	0,360	0,375	0,385	0,385
0,30	0,290	0,315	0,340	0,350	0,360	0,365	0,365
0,35	0,290	0,310	0,330	0,340	0,345	0,350	0,350
0,40	0,290	0,305	0,320	0,325	0,330	0,335	0,335

$\gamma = \frac{h_p}{h}$	B pentru valorile ψ_c						
	0	0,1	0,3	0,5	1	2	3 și 4
0	0,670	0,720	0,795	0,835	0,890	0,935	0,950
0,05	0,670	0,720	0,790	0,825	0,875	0,915	0,930
0,10	0,670	0,715	0,770	0,810	0,860	0,895	0,910
0,15	0,670	0,710	0,765	0,795	0,845	0,875	0,890
0,20	0,670	0,705	0,755	0,780	0,825	0,855	0,865
0,25	0,670	0,705	0,745	0,770	0,810	0,835	0,845
0,30	0,670	0,700	0,735	0,760	0,790	0,815	0,825
0,35	0,670	0,695	0,725	0,750	0,770	0,795	0,805
0,40	0,670	0,690	0,715	0,735	0,750	0,775	0,785

Observație: în tabelă, coeficienții A și B sunt calculați după formulele:

$$A = \frac{1}{2} - \frac{\gamma\psi_c}{1+2\psi_c} - \frac{1-2\psi_c}{6(1+2\psi_c)} - \frac{1}{6}\left(\frac{1+2\psi_c}{2+2\psi_c}\right)^2,$$

$$B = 1 - \frac{\gamma\psi_c}{1+2\psi_c} - \frac{1}{3(1+2\psi_c)}.$$

Dacă $F_a' > F_a$, atunci, pentru a obține valori mai exacte pentru momentele M_f, coeficientul A se determină după formula:

$$A = \frac{1}{2} - \frac{\gamma\psi_c}{1+2\psi_c} - \frac{1-2\psi_c}{6(1+2\psi_c)} - \frac{1}{6}\left(\frac{1+2\psi_c}{2+2\psi_c+\psi_t}\right)^2.$$

Pentru secțiuni oarecari, dreptunghiulare și placă cu nervură, la care toată armătura din zona comprimată este preîntinsă, $A = 0{,}29$, $B = 0{,}67$ și

$$M_f = (0{,}29 + 0{,}67\psi_t - \Sigma \psi_{ti}\, \delta_i)\, bh^2 R_t. \qquad (555)$$

Pentru cazurile care nu sunt cuprinse în tabela (49), M_f se determină cu ajutorul formulelor (550') și (548).

Dacă se cere să se determine secțiunea armăturii F_a, cunoscând valoarea momentului M_f, se recomandă să se folosească formula (554) transformată:

$$\mu \frac{\sigma_{a,f}}{R_t} (B - \delta) = \frac{M_f}{bh^2 R_t} - A - B \psi_t^I + \Sigma \psi_{ti}^I \delta_i, \qquad (556)$$

unde

$$\psi_t^I = \psi_{t2} + \psi_{t3} + \psi_{t4} = \frac{F_a' \sigma_{ap}' + F_t R_t + F_{v0} 300}{bh R_t}. \qquad (557)$$

Astfel, dându-se profilul și dimensiunile grinzii, se găsesc din tabela (49) valorile coeficientului A și B și se calculează $\mu \frac{\sigma_{a,f}}{R_t}$ și F_a. Marca oțelului se ia cea corespunzătoare, iar

$$\sigma_{ap} = 0{,}65\, \sigma_{r.} - 1500.$$

Determinarea eforturilor unitare. Având valoarea lui m_1 găsită din formula (549), efortul unitar în fibra extremă a zonei comprimate a elementului, în momentul apariției fisurilor, se poate determina cu formula:

$$\sigma_{b,f} = m_1 R_t = \frac{1 + \psi_t}{0{,}5 + \psi_c} R_t. \qquad (558)$$

Pentru secțiunile în formă de T întors, având $F'_{a0} = 0$ și $\psi_c = 0$,

$$\sigma_{b,f} = 2 (1 + \psi_t) R_t. \qquad (559)$$

La secțiunile în dublu T și cele care se pot asimila cu ele, pentru diferite valori ale lui ψ_c:

$\psi_c = 0{,}5 \ldots \sigma_{b,f} = (1 + \psi_t) R_t,$

$\psi_c = 1{,}0 \ldots \sigma_{b,f} = 0{,}66 (1 + \psi_t) R_t,$

$\psi_c = 2{,}0 \ldots \sigma_{b,f} = 0{,}40 (1 + \psi_t) R_t.$

După cum rezultă din aceste formule, eforturile unitare marginale din zona comprimată sunt funcții liniare de armarea secțiunii de bază a betonului:

Fiind date valorile pentru M_f, F_a și dimensiunile secțiunii, valoarea necesară a efortului unitar de preîntindere a armăturii σ_{ap} poate fi determinată astfel:

Pentru ψ_c și γ date, se găsesc în tabela (49) coeficienții A și B. Apoi, cu ajutorul formulei (556) se determină valoarea $\sigma_{a,f}$, care permite să se determine σ_{ap} necesar sau secțiunea necesară a armăturii F_a (σ_{ap} fiind cunoscut).

In afară de verificarea elementului la fisurare sub acțiunea sarcinei de exploatare, este necesar să se verifice secțiunile *în momentul scoaterii armăturii* de sub sarcina de preîntindere (fig. 489), adică la comprimarea be-

Scanned with OKEN Scanner

tonului de către armătura preîntinsă, ținând seama de încărcarea de montaj și de greutatea proprie a elementului.

Dimensionarea elementului în această stare se efectuează cu aceeași formulă (554), cu deosebirea că aici lățirea secțiunii (dela partea inferioară) se consideră ca talpă în consolă, iar talpa în consolă (la partea superioară) ca lățire.

Armătura F_a și F'_a și mărimile δ și δ' se înlocuesc reciproc în formule. Totodată, calculul se efectuează fără a se ține seama de contracție, căci la păstrarea elementului în mediu umed și la o vârstă mică a acestuia, influența contracției este neînsemnată.

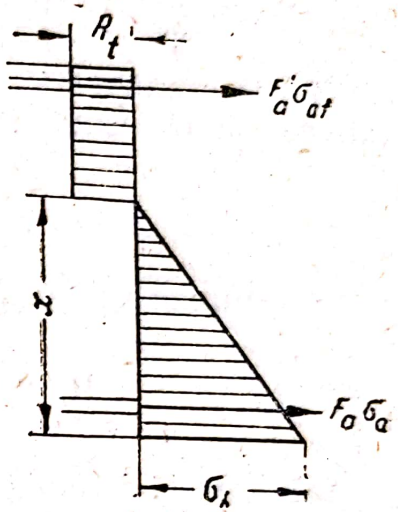


Fig. 489.

In momentul transmiterii efortului unitar inițial, rezistența betonului trebue să fie pentru elemente de beton armat cu coarde de oțel de cel puțin $R'_i = 325$ kg/cm² (beton marca 400), iar pentru celelalte elemente precomprimate, de cel puțin (0,7—0,8) R_i.

In legătură cu *coeficienții de siguranță* trebue subliniat că la calculul obișnuit al secțiunii armăturii de bază după stadiul de rupere, nu întotdeauna este satisfăcut coeficientul de siguranță la fisurare și apare necesitatea de a se mări armarea și de a se reface calculele. De cele mai multe ori, aceasta se întâmplă când trebue să se obțină un coeficent de siguranță la fisurare mai ridicat, $k_f \geqslant 1{,}3$.

Aceasta se explică prin aceea că raportul $\frac{\sigma_{a'\,f}}{\sigma_{rr}}$, după ce a avut loc contracția și curgerea lentă, ajunge la o valoare de aproximativ 0,5, adică mai mic decât raportul $\frac{M_f}{M_t} = \frac{k_f\,M}{kM}$, care este egal cu

$$\frac{k_f}{k} = \frac{1{,}3}{2{,}50 - 0{,}25} = 0{,}58.$$

Deaceea, dacă este necesar ca coeficientul de siguranță la fisurare să fie mare, se recomandă să se înceapă cu calculul rezistenței la fisurare după formula (556) și apoi să se verifice rezistența la rupere.

e) Metoda aproximativă de calcul la fisurare

Momentul încovoietor M_f, la care pot apărea fisuri într'o grindă de beton armat cu armătură preîntinsă, poate fi determinat aproximativ după formula:

$$M_f = k_f\,M = (\gamma R_t + \sigma_{b1})\,W_i, \qquad (560)$$

unde γ este un coeficient care ține seama de diagrama reală a eforturilor unitare în zona întinsă și depinde de forma secțiunii transversale.

Pentru secțiunea dreptunghiulară plină, pe baza datelor experimentale, se poate lua $\gamma = 1{,}70$.

Pentru alte secțiuni γ poate fi determinat aproximativ din relație:

$$\gamma = \frac{S_{is} + S_{ii}}{W_i}, \tag{561}$$

unde S_{is} și S_{ii} sunt valorile absolute ale momentelor statice ideale ale părții superioare (comprimată) și ale celei inferioare (întinsă), față de dreapta care împarte suprafața secțiunii în două părți egale.

W_i este modulul de rezistență ideal al secțiunii.

La transmiterea forței de compresiune N_{a1}, eforturile unitare în fibrele extreme ale elementului de beton armat se determină cu ajutorul formulei:

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{a1}}{F_{bi}} \pm \frac{N_{a1}\, e_0}{W_i}. \tag{562}$$

Substituind valoarea σ_{b1} în ecuația (560), se obține

$$M_f = k_f M = \left(\gamma R_t + \frac{N_{a1}}{F_{bi}}\right) W_i \pm N_{a1}\, e_0.$$

Din această formulă se poate determina N_{a1}, iar în funcție de această valoare, preîntinderea armăturii (ținând seamă de pierderi).

$$N_{a1} = \frac{M_f - \gamma R_t W_i}{\frac{W_i}{F_{bi}} \pm e_0} = \frac{M_f - \gamma R_t W_i}{h_{s.c.inf} \pm e_0};$$

$$\sigma_{a1} = \frac{N_{a1}}{F_{as}} = \frac{M_f - \gamma R_t W_i}{F_{as}(h_{s.c.inf} \pm e_0)}. \tag{563}$$

Mărimea efortului unitar inițial se poate determina după formula:

$$\sigma_{ak} = \sigma_{a1} + \sigma_p \begin{matrix} \leq 0{,}9\ \sigma_c \\ \leq 0{,}65\ \sigma_{rr} \end{matrix} \tag{564}$$

f) *Verificarea rezistențelor principale și dimensionarea etrierilor*

Preîntinderea armăturii nu produce (cu excepția capetelor grinzii) nici un fel de forțe de lunecare, căci starea de tensiune din grindă rămâne aceeași, în fiecare secție transversală a ei.

Forțele de lunecare sunt produse numai de sarcinile exterioare. Deaceea, eforturile unitare de lunecare se determină prin aceleași mijloace ca și în cazul betonului armat obișnuit.

Precomprimarea betonului micșorează însă eforturile unitare principale de întindere, ceeace reprezintă un avantaj al elementelor de construcții precomprimate. Acest lucru se constată ușor, din formula cunoscută:

$$\sigma_{pr} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}; \tag{565}$$

Scanned with OKEN Scanner

Intr'un element de beton armat obișnuit, efortul unitar principal de întindere în axa neutră este egal cu efortul unitar:

$$\sigma_{pr \cdot t} = \tau. \tag{566}$$

Intr'un element precomprimat, datorită eforturilor unitare de compresiune, eforturile unitare principale de întindere pot fi reduse foarte mult.

Intr'adevăr, dacă se admite în axa neutră convențională efortul unitar de compresiune $\sigma_x = -\tau$, atunci efortul unitar principal de întindere este:

$$\sigma_{pr \cdot t} = -\frac{\tau}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\tau^2 + 4\tau^2} = +0{,}618\,\tau.$$

Dacă $\sigma_x = -2\tau$,

$$\sigma_{pr,\,t} = \tau(-1 + \sqrt{2}) = +0{,}414\,\tau.$$

Efortul unitar de întindere poate fi redus și mai mult dacă se produc în beton eforturi de compresiune în ambele direcții, prin preîntinderea atât a armăturii longitudinale cât și a etrierilor. In acest caz, când $\sigma_x = \sigma_y = -\tau$, efortul unitar principal de întindere devine nul, iar efortul unitar principal de compresiune $\sigma_{pr \cdot c} = -2\tau$.

După cum au arătat experiențele, eforturile unitare principale de întindere nu provoacă ruperea grinzilor. Deobicei, ruperea unei grinzi de beton armat precomprimat se produce atunci când în armătură este atinsă rezistența de rupere.

In figura 490, *a—d,* sunt arătate diagramele reprezentând repartizarea și variația diferitelor categorii de eforturi unitare pentru aceeași grindă precomprimată și anume: a) repartizarea eforturilor unitare normale în diferite secțiuni transversale și poziția axei neutre; b) eforturile unitare de forfecare în axa care trece prin centrele de greutate ale secțiunilor și după liniile ce trec pe la sfertul înălțimii grinzii, dela partea superioară și cea inferioară; c) linii izostatice pentru σ_x; eforturile unitare de întindere există numai pe o porțiune redusă din grindă; d) traectoriile eforturilor unitare principale, calculate cu ajutorul cercului lui Mohr; după cum se vede, direcțiile acestor eforturi unitare, în majoritatea lor, se apropie de orizontală și de verticală.

Ținând seama de Instrucțiunile (I—148—50), trebue să se verifice:

a) eforturile unitare principale (forfecare) date de sarcinile de exploatare;

b) eforturile unitare principale date de sarcinile care provoacă apariția fisurilor (numai la elementele din grupa I).

Eforturile unitare principale din sarcina de exploatare se determină cu ajutorul formulei (565):

$$\sigma_{pr} = \begin{vmatrix} \sigma_{pr \cdot t} \\ \sigma_{pr \cdot c} \end{vmatrix} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2},$$

în care

$$\tau = \frac{Q\,S_i}{I_i\,b},$$

Q fiind o forță tăietoare dată de sarcina de exploatare;

$$\sigma_x = \pm \frac{My}{I_i} + \sigma_{b1},$$

σ_{b1} se determină în cazul controlării efortului unitar, după comprimarea betonului, cu ajutorul formulei (532); iar în cazul controlării efortului unitar înainte de comprimare, cu ajutorul formulei (540).

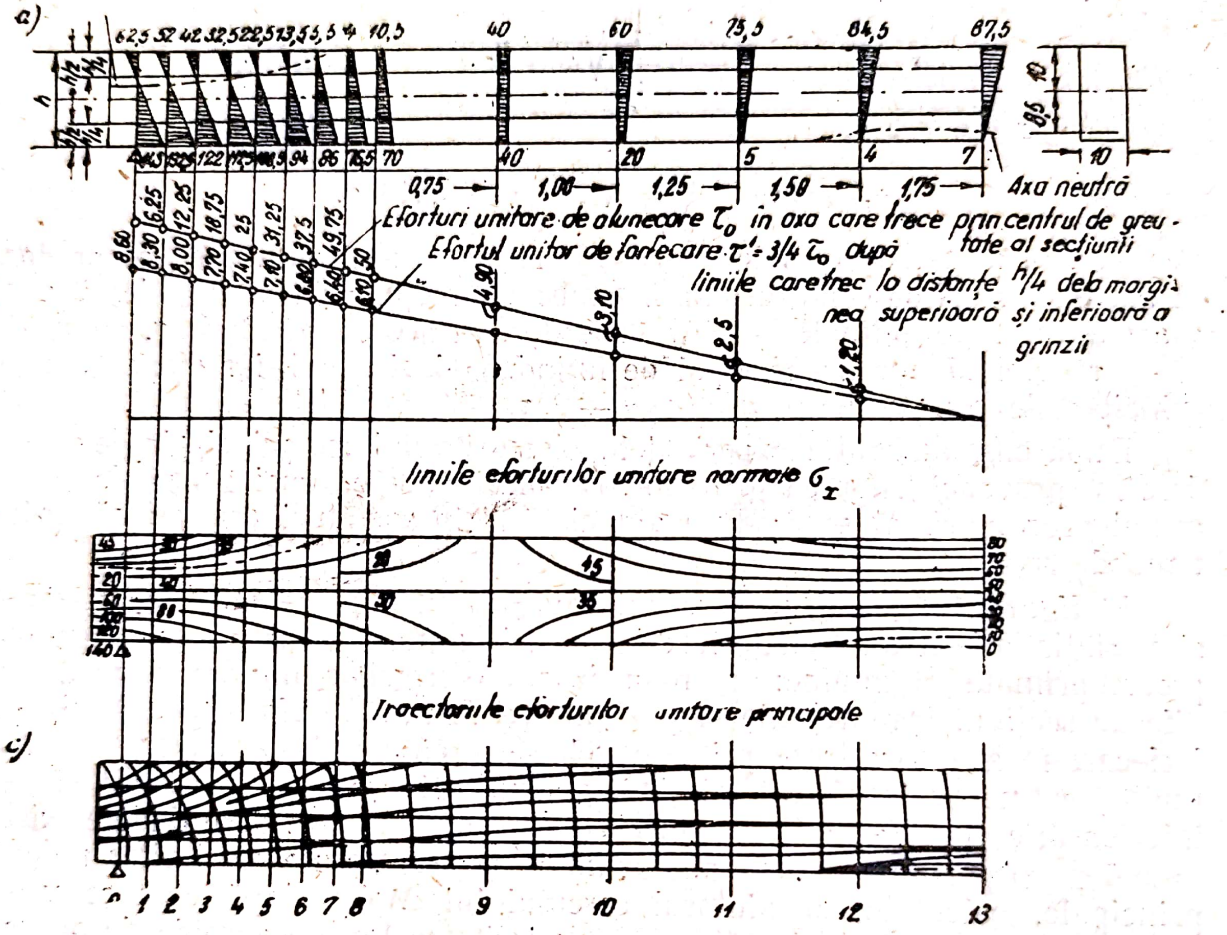


Fig 490.

Dacă $\sigma_{pr} \leq \frac{R_t}{k_1}$, eforturile unitare principale de întindere sunt preluate de către beton și etrierii se dispun constructiv.

In porțiunile elementului unde $\sigma_{pr} > \frac{R_t}{k_1}$ cel puțin 60% din rezultanta eforturilor unitare principale de întindere trebue transmisă armăturii transversale (deobicei etrierilor), iar restul de 40% este preluată de armăturile longitudinale.

Efortul unitar preluat de etrierii care nu sunt supuși preîntinderii se determină cu formula obișnuită: (120)

$$\sigma_{pr \cdot e} = \frac{nf_e\,\sigma_e}{a_e\,bk}.$$

Noua metodă de calcul a armăturii transversale după stadiul de rupere găsește o aplicare avantajoasă la dimensionarea etrierilor elementelor precomprimate.

Pentru elementele din grupa I, mai este necesară verificarea eforturilor unitare principale în stadiul apariției fisurilor, cu formula:

$$\sigma_{pr} = \begin{vmatrix} \sigma_{pr \cdot t} \\ \sigma_{pr \cdot c} \end{vmatrix} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_f^2}, \qquad (567)$$

unde

$$\tau_f = \frac{Q_f \, S_i}{b \, I_i} \text{ și } Q_f = k_f \, Q, \qquad (568)$$

$$\sigma_x = \sigma_{b1} \pm \frac{M_f \, y}{I_i} \text{ și } M_f = k_f \, M; \qquad (569)$$

σ_{b1} se determină cu ajutorul formulelor (532) sau (540);

y este distanța dela fibra considerată, până la axa centrală.

In elementele cu fascicole de armătură, dispune după o curbă, valoarea eforturilor unitare de forfecare în stadiul apariției fisurilor, se determină cu formula:

$$\tau_f = \frac{(Q_f - Q_{pr}) \, S}{I \cdot b}, \qquad (570)$$

unde Q_{pr} este proecția eforturilor de preîntindere din armătură pe o axă perpendiculară pe axa elementului.

Eforturile unitare principale de întindere, calculate cu formula (567), nu trebue să depășască nicăeri valoarea R_t, adică

$$\sigma_{pr \cdot t} \leq R_t. \qquad (571)$$

Dacă se obține totodată și $\sigma_y = 0$, atunci etrierii pot să nu fie preîntinși; în caz contrariu, este necesar să se mărească secțiunea elementului sau să se preîntindă armătura transversală. Valoarea σ_y determină gradul necesar de preîntindere a etrierilor; totodată trebue să se țină seama de pierderile de efort în etrieri din contracție și din curgerea lentă.

Valoarea efortului unitar de preîntindere din armătura transversală (etrieri) se determină cu formula:

$$\sigma_{ap} = \frac{\sigma_y \, b \, a_e}{F_e} - n \, R_t \qquad (572)$$

unde σ_y se determină cu formula (567) pentru $\sigma_{pr \cdot t} = R_t$;

a_e este distanța între etrieri,

F_e — secțiunea unui etrier.

Eforturile unitare principale de întindere, calculate, ținând seama de preîntindere, scad simțitor și deobicei sunt cu mult sub R_t.

Scanned with OKEN Scanner

În afară de eforturile principale de întindere, mai trebue verificate și eforturile unitare principale de compresiune, care nu trebue să depășească valoarea:

$$\sigma_{pr \cdot c} = \frac{R_{pr} \, k_f}{k}, \qquad (573)$$

unde k este coeficientul de siguranță la rezistență (deobicei 1,8);

k_f — coeficientul de siguranță la fisurare (1,10—1,30).

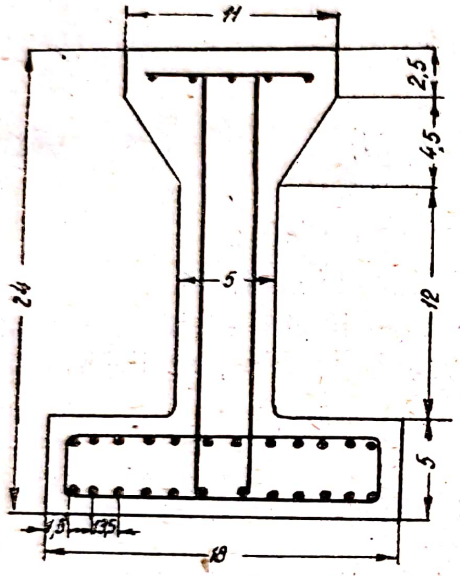


Fig. 491.

Eforturile unitare principale de întindere și de compresiune se determină în zonele cele mai periculoase ale grinzilor; pe lungimea deschiderii, la reazeme (la marginea interioară a reazemului) și sub sarcinile concentrate; iar pe înălțimea secțiunii, în axa neutră și în punctele de schimbare bruscă a lățimii secțiunii precum și în punctele de lățime minimă a secțiuni.

Astfel, calculul elementelor de beton armat precomprimat solicitate la încovoiere, se efectuează în următoarea ordine:

1) în funcție de sarcinile date, se face calculul la rezistență (determinarea capacității portante) a elementului și, în conformitate cu prescripțiile N și TU—3—49, se stabilește armătura.

2) se calculează valorile ψ_t, ψ_c și γ, care intră în formula (554) și, după tabela 49, se determină coeficienții A și B.

3) se determină valoarea momentului M_f și se compară cu M.

4) se face verificarea la sarcinile de montaj și se determină M_f'.

5) se verifică eforturile unitare principale sub sarcinile de exploatare și se calculează etrierii, iar pentru elementele grupei I se verifică și eforturile unitare principale la sarcinile care provoacă apariția fisurilor.

Exemplul 43. Se cere să se calculeze și să se construiască o grindă cu armătură preîntinsă, pentru un planșeu între etaje, cu deschiderea de calcul de 5,8 m. Sarcina totală, inclusiv greutatea proprie și sarcina utilă este de 500 kg/m.

Betonul, marca 500; $R_i = 390$ kg/cm², $R_t = 31$ kg/cm² și $R_{pr} = 310$ kg/cm².

Armătura, oțel de cablu; $\sigma_{rr} = 18\,000$ kg/cm².

Coeficientul de siguranță pentru $T_m/T_p > 2{,}0$: $k = 2{,}8 \cdot 0{,}9 = 2{,}5$; $k_1 = 2{,}4 \cdot 0{,}9 = 2{,}15$; $k_f = 1{,}20$ și $k_f = 1{,}10$ (dela sarcinile de montaj).

a) *Calculul la rezistență*

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2\,100\,000}{410\,000 \times 0{,}75} = 6{,}83 \cdot$$

Momentul încovoietor:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{500 \cdot 5{,}8^2}{8} = 2100 \text{ kgm}.$$

Momentul de rupere $M_r = k\ M = 2{,}5 \cdot 2100 = 5250$ kgm.

Efortul unitar de control din armătură se consideră:

$$\sigma_{ak} = 0{,}65\ \sigma_{rr} = 0{,}65 \cdot 18\,000 = 11\,700 \text{ kg/cm}^2.$$

Efortul unitar de preîntindere, ținând seama de pierderi: $\sigma_{ap} = 11\,700 - 1\,500 = 10\,200$ kg/cm².

Se alege următoarea secțiune pentru grindă (fig. 491):

$h = 24$ cm, $b_p = 11$ cm, $b = 5$ cm, $a = 2{,}5$ cm, $a' = 22{,}5$ cm, $h_0 = h - a = 21{,}5$ cm;

$$F_{cons} = 2 \cdot \frac{7 + 2{,}5}{2} \cdot 3 = 28{,}5 \text{ cm}^2; \qquad F_l = (18 - 5)\ 5 = 65 \text{ cm}^2;$$

$$F_{a0} = F'_{a0} = 0; \quad F_a' = 0{,}2\ F_a; \quad \gamma_m = \frac{h_p}{h} = \frac{4{,}75}{24} = 0{,}198.$$

Se rezolvă concomitent ecuațiile de echilibru, în starea limită la rupere:

$$M_r = kM = R_i\ F_{cons}\left(h_0 - \gamma_m \frac{h}{2}\right) + R_i\ bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) +$$

$$+ F_a'\ (a' - a)\ (\sigma'_{ap} - \sigma'_{ac}); \quad F_a\ \sigma_{rr} + F_a'\ (\sigma'_{ap} - \sigma_{ac}') = R_i\ (F_{cons} + bx);$$

$$525\,000 = 390 \cdot 28{,}5\left(21{,}5 - \frac{0{,}198 \cdot 24}{2}\right) + 390 \cdot 5\ x\left(21{,}5 - \frac{x}{2}\right) +$$

$$+ 0{,}2\ F_a\ (22{,}5 - 2{,}5)\ (10\,200 - 4\,200);$$

$$F_a \cdot 18\,000 + 0{,}2\ F_a\ (10\,200 - 4\,200) = 390\ (28{,}5 + 5\ x).$$

Eliminând pe F_a, se obține ecuația

$$x^2 - 41\ x + 333 = 0 \ \ldots\ldots\ x = 11{,}1 \text{ cm} > 4{,}75 \text{ cm}.$$

$$F_a = 0{,}580 + 0{,}1015\ x = 0{,}580 + 0{,}1015 \cdot 11{,}1 = 1{,}705 \text{ cm}^2.$$

S'a luat armătura:

în zona întinsă, 24 Ø 3,0 mm ($F_a = 1{,}693$ cm²);

în zona comprimată, 5 Ø 3,0 mm ($F_a = 0{,}35$ cm²).

b) *Calculul la fisurare*

Efortul unitar în armătură, în momentul apariției fisurilor, este:

$$\sigma_{a',\,f} = \sigma_{ap} + 300 = 10\,200 + 300 = 10\,500 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\psi_c = \frac{F_{cons} + n\ F_a'}{bh} = \frac{28{,}5 + 6{,}83 \cdot 0{,}35}{5 \cdot 24} = 0{,}258,$$

$$\psi_l = \frac{F_a\ \sigma_{a',\,f} + F_a'\sigma_{ap} + F_l\ R_t}{bh\ R_t} = \frac{1{,}693 \cdot 10\,500 + 0{,}35 \cdot 10\,200 + 65 \cdot 31}{5 \cdot 24 \cdot 31} = 6{,}28$$

După tabela 49, interpolând pentru $\gamma_m = 0{,}198$ și $\psi_c = 0{,}258$, se obține: $A = 0{,}3519$ și $B = 0{,}7449$.

$$M_f = k_f \cdot M = (A + B\psi_t - \Sigma\psi_{ti}\,\delta_i)\; bh^2\; R_t = \left[0{,}3519 + 0{,}7449 \cdot 6{,}28 - \right.$$

$$\left. - \left(\frac{1{,}693 \cdot 10\,500}{5 \cdot 24 \cdot 31} \cdot \frac{2{,}5}{24} + \frac{0{,}35 \cdot 10\,200}{5 \cdot 24 \cdot 31} \cdot \frac{22{,}5}{24} + \frac{65 \cdot 31}{5 \cdot 24 \cdot 31} \cdot \frac{2{,}5}{24} \right) \right] 5 \cdot 24^2 \cdot 31 =$$

$$= 272\,000 \text{ kgcm};$$

$$k_f = \frac{M_f}{M} = \frac{2{,}72}{2{,}1} = 1{,}29 > 1{,}20.$$

Efortul unitar maxim în fibra extremă a zonei comprimate a betonului este:

$$\sigma_{b'f} = \frac{1 + \psi_t}{0{,}5 + \psi_c} R_t = \frac{1 + 6{,}28}{0{,}5 + 0{,}258} \cdot 31 = 298 \text{ kg/cm}^2 < R_i = 390 \text{ kg/cm}^2.$$

c) *Calculul la sarcinile de montaj.*

Se verifică coeficientul de siguranță la fisurare după schema de calcul pentru montaj, luând marca betonului 400, adică pentru $R_t' = 27$ kg/cm², $R_i' = 325$ kg/cm².

$$n = \frac{2\,100\,000}{0{,}75 \cdot 380\,000} = 7{,}4.$$

Preîntinderea armăturii se consideră fără pierderi, căci în momentul montajului, acestea pot să nu se manifeste:

$$\sigma_{a'f} = 11\,700 + 300 = 12\,000 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\psi_c' = \frac{F_l + nF_a}{bh} = \frac{65 + 7{,}4 \cdot 1{,}693}{5 \cdot 24} = 0{,}046;$$

$$\psi_t' = \frac{F_a\,\sigma_{ap} + F_a'\,\sigma_{a'f} + F_{cons} \cdot R_t}{bh\;R_t} = \frac{1{,}693 \cdot 11\,700 + 0{,}35 \cdot 12\,000 + 28{,}5 \cdot 27}{5 \cdot 24 \cdot 27} = 7{,}65$$

Din tabela 49 se găsește pentru $\gamma' = \frac{5}{24} = 0{,}208$ și $\psi_c' = 0{,}646$,

$$A = 0{,}378;\quad B = 0{,}791.$$

$$M_f' = \left[0{,}378 + 0{,}791 \cdot 7{,}65 - \left(\frac{1{,}693 \cdot 11\,700}{5 \cdot 24 \cdot 27} \cdot \frac{21{,}5}{24} + \frac{0{,}35 \cdot 12\,000}{5 \cdot 24 \cdot 27} \cdot \frac{1{,}5}{24} + \right. \right.$$

$$\left. \left. + \frac{28{,}5 \cdot 27}{5 \cdot 24 \cdot 27} \cdot \frac{4{,}75}{2 \cdot 24} \right) \right] 5 \cdot 24^2 \cdot 27 = 49\,400 \text{ kgcm}.$$

Greutatea proprie a elementului este:

$$g = F_b\,\gamma_0 \cdot 1 = (0{,}0065 + 0{,}00285 + 0{,}0120) \cdot 2600 \cdot 1 = 55{,}5 \text{ kg/m}.$$

Momentul încovoietor din greutatea proprie, după schema de calcul pentru montaj, este:

$$M_g = \frac{55{,}5 \cdot 6^2}{8} \cdot 1{,}5 = 374 \text{ kgm};$$

$$k_f' = \frac{M_f'}{M_g} = \frac{494}{374} = 1{,}3 > 1{,}1.$$

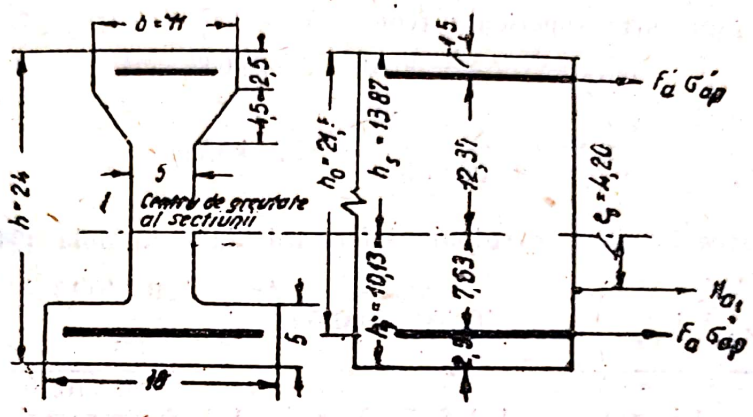


Fig. 492.

Efortul unitar maxim de compresiune în beton, pentru M_f' este:

$$\sigma_{b,\,f} = \frac{1+\psi_t'}{0{,}5+\psi_c'} \cdot R_t' = \frac{1+7{,}65}{0{,}5+0{,}646} \cdot 27 = 204 \text{ kg/cm}^2 < R_i' = 325 \text{ kg/cm}^2.$$

d) *Verificarea eforturilor unitare principale şi calculul etrierilor.*
Sub acţiunea sarcinilor de exploatare,

$$Q = \frac{500 \cdot 5{,}8}{2} = 1450 \text{ kg}.$$

Caracteristicile secţiunii sunt: (fig. 492).

$$F_b = 214 \text{ cm}^2;\ F_{b,\,i} = 228 \text{ cm}^2,$$
$$F_{as} = 1{,}693 + 0{,}35 = 2{,}04 \text{ cm}^2,$$
$$\mu = 0{,}00955.$$

Momentul static al secţiunii, în raport cu latura superioară $S_s = 3162$ cm³.
Distanţa centrului de greutate dela faţa superioară este

$$h_s = \frac{3162}{228} = 13{,}87 \text{ cm}.$$

Momentul de inerţie, în raport cu centrul de greutate al secţiunii este

$$I_i = 15\,060 \text{ cm}^4;\ r^2 = \frac{I_i}{F_{bi}} = \frac{15\,060}{228} = 66 \text{ cm}^2.$$

Excentricitatea rezultantei întregii armături preîntinse, după formula (529), este.

$$e_0 = \frac{F_a\,(h_i - a) - F_a'\,(h_s - a')}{F_a + F_a'} = \frac{1{,}693 \cdot 7{,}63 - 0{,}35 \cdot 12{,}37}{1{,}693 + 0{,}35} = 4{,}20 \text{ cm}.$$

Momentul static ideal al părții superioare a secțiunii față de axa care trece prin centrul de greutate al secțiunii este:

$$S_{is} = 27{,}5 \cdot 12{,}62 + 36{,}0 \cdot 9{,}87 + 6{,}87^2 \cdot 5 \cdot 0{,}5 + 6{,}83 \cdot 0{,}35 \cdot 12{,}37 = 850 \text{ cm}^3.$$

Efortul unitar de lunecare în axa neutră este:

$$\tau = \frac{Q\, S_{is}}{I_i\, b} = \frac{1450 \cdot 850}{15\,060 \cdot 5} = 16{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

La fel, sub îngroșarea superioară (consola):

$$S_{is}' = (27{,}5 + 36{,}0) \cdot 9{,}95 = 632 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{1450 \cdot 632}{15\,060 \cdot 5} = 12{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Precomprimarea în fibra marginală inferioară, după formula (540), este:

$$\sigma_{b1} = -\frac{\sigma_{ap}\, \mu_s \left(1 + \frac{e_0 y}{r^2}\right)}{1 + n\, \mu_s \left(1 + \frac{e_0 y}{r^2}\right)} = -\frac{10\,200 \cdot 0{,}00955 \left(1 + \frac{4{,}20 \cdot 10{,}13}{66}\right)}{1 + 6{,}83 \cdot 0{,}00955 \left(1 + \frac{4{,}20 \cdot 10{,}13}{66}\right)} = -145 \text{ kg/cm}^2.$$

La fel, în axa centrală, pentru $y = 0$,

$$\sigma_{b1} = -\frac{10\,200 \cdot 0{,}00955}{1 + 6{,}83 \cdot 0{,}00955} = -91{,}5 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_x.$$

Sub îngroșarea superioară, $y = 13{,}87 - 7 = 6{,}87$ cm;

$$\sigma_{b1} = -\frac{10\,200 \cdot 0{,}00955 \left(1 - \frac{4{,}2 \cdot 6{,}87}{66}\right)}{1 + 6{,}83 \cdot 0{,}00955 \left(1 - \frac{4{,}2 \cdot 6{,}87}{66}\right)} = -52{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Corespunzător,

$$\sigma_x = -\sigma_{b1} - \frac{M\, y}{I_i} = -52{,}9 - \frac{210\,000 \cdot 6{,}87}{15\,060} = -148{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

Efortul unitar principal de întindere în axa neutră, după formula (561) este:

$$\sigma_{pr} = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2} = \frac{91{,}5}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{91{,}5^2 + 4 \cdot 16{,}4^2} = +2{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Idem, pe linia de contact a îngroșării superioare,

$$\sigma_{pr} = -\frac{148{,}7}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{148{,}7^2 + 4 \cdot 12{,}2^2} = 0{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Deoarece $\sigma_{pr} < \frac{R_t}{k_1} = \frac{31}{2{,}2} = 14{,}1$ kg/cm², eforturile unitare principale de întindere pot fi preluate în întregime de beton. Se așează constructiv etrieri cu două secțiuni de forfecare, din oțel marca St. O, cu diametrul 3 mm, la distanța de 20 cm $\approx 0{,}75\, h$.

Scanned with OKEN Scanner

e) *Verificarea eforturilor unitare în armătură.*
Eforturile unitare normale în armătură se determină cu formula (544):

$$\sigma_a = \frac{n\,My}{I_i} + \sigma_{a1} \text{ pentru } y = 24 - 13{,}87 - 2{,}5 = 7{,}63 \text{ cm}$$

$$\frac{n\,My}{I_i} = \frac{6{,}83 \cdot 210\,000 \cdot 7{,}63}{15\,060} = 727 \text{ kg/cm}^2.$$

După formula (539):

$$\sigma_{a1} = \sigma_{ap} \frac{1}{1 + n\,\mu_s \left(1 \pm \frac{e_0 y}{r^2}\right)} = \frac{10\,200}{1 + 6{,}83 \cdot 0{,}00955 \left(1 + \frac{4{,}2 \cdot 7{,}63}{66}\right)} = 9300 \text{ kg/cm}^2$$

De aici rezultă:

$$\sigma_a = 727 + 9300 = 10\,027 \text{ kg/cm}^2 < 11\,700 \text{ kg/cm}^2.$$

In cazul sarcinilor dinamice,

$$\sigma_a \leq 0{,}9\,\sigma_{ak} = 0{,}9 \cdot 11\,700 = 10\,530 \text{ kg/cm}^2,$$

relația care deasemenea este satisfăcută.

§ 87. ELEMENTE SOLICITATE LA COMPRESIUNE CENTRICĂ COMPRESIUNE EXCENTRICĂ ȘI INTINDERE EXCENTRICĂ

1. Elemente comprimate centric

La alcătuirea elementelor comprimate centric, trebue respectate cerințele prescripțiilor N și TU—3—49, (Cap. VII, § 27 și 28), precum și următoarele condiții speciale:

a) secțiunea armăturii longitudinale trebue să fie de cel puțin 0,5% și cel mult 2% din secțiunea de beton, luată în calcul și b) diametrul armăturii longitudinale trebue să fie de cel puțin 12 mm și de cel mult 40 mm; pentru elementele centrifugate și elementele comprimate ale grinzilor cu zăbrele, diametrul barelor longitudinale poate fi redus până la 4 mm.

Stâlpii centrifugați precomprimați se execută cu secțiune rotundă și pătrată (fig. 360, *d*), iar pentru rezemarea grinzilor sau a grinzilor cu zăbrele, se prevede la capul stâlpului un capitel. La stâlpii rotunzi (de secțiune inelară), grosimea pereților trebue să fie de cel puțin 3 cm; în stâlpii cu secțiune dreptunghiulară, cu gol în interior, părțile cele mai subțiri trebue deasemenea să aibe cel puțin 3 cm.

Precomprimarea elementelor solicitate la compresiunea axială (stâlpi, piloți) se folosește în scopul de a-i feri de deteriorări în timpul transportului și montajului.

După datele Institutului TNIPS, stâlpii centrifugați precomprimați dau o economie de beton de 30—40% și de oțel de 70%, în raport cu stâlpii obișnuiți, cu secțiune dreptunghiulară.

Prin derogare dela prescripțiile N și TU—3—49, capacitatea portantă la astfel de elemente, determinată în mod obișnuit, se micșorează cu valoarea precomprimării betonului, adică:

$$N_r = kN = \varphi\,(F_b R_{pr} + F_{a0}'\,\sigma_c - F_a'\,\sigma_a'). \qquad (574)$$

In această formulă, σ_a' este efortul unitar în armătura preîntinsă, care, în cazul controlării întinderii înainte de comprimarea betonului, se ia egal cu $\sigma_a' = \sigma_{ap}' - \sigma_{ac}'$ iar în cazul controlării întinderii după comprimarea betonului, se ia după formula (518):

$$\sigma_a' = \sigma_{a1}\left(1 + \frac{n\,\mu_s}{1 + n\,\mu_0}\right) - \sigma_{ac}'.$$

Efortul unitar σ_{ac}' se ia: pentru oțel obișnuit, egal cu σ_c, iar pentru oțel dur, 4200 kg/cm².

Flambajul elementelor comprimate centric se consideră conform prescripțiilor N și TU, la fel ca și pentru elementele obișnuite.

Este de remarcat că, prin folosirea spiralelor de armătură preîntinsă din corzi de oțel superior ⌀3—5 mm cu pasul spiralei de 15—30 mm, se pot obține elemente inelare comprimate de mare rezistență (după experiențele Institutului TNIPS). Asemenea stâlpi pot fi folosiți cu deosebit succes la clădirile cu mai multe etaje.

2. Elemente solicitate la compresiune și întindere excentrică

La alcătuirea elementelor comprimate excentric, trebue respectate condițiile pentru elementele solicitate la compresiune centrică și la încovoiere; iar la alcătuirea elementelor solicitate la întindere excentrică, condițiile impuse elementelor solicitate la întindere centrică și la încovoiere.

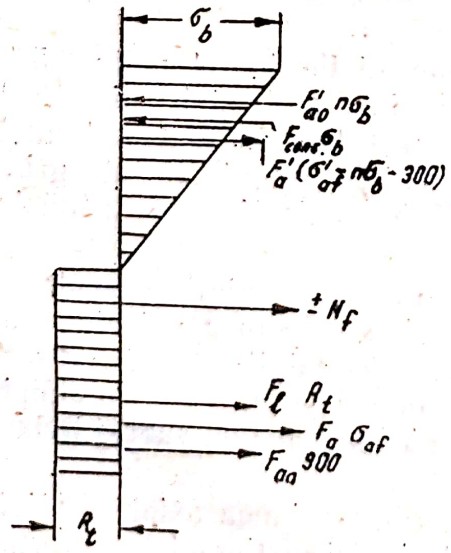


Fig. 493.

Pentru elementele solicitate la compresiune excentrică, calculate după cazul I, se recomandă să se ia o secțiune cu zonă întinsă desvoltată (secțiunea dublu T, dreptunghiulară cu gol, secțiunea T cu nervura în partea de jos etc.).

Calculul rezistenței elementelor precomprimate, solicitate la compresiune excentrică, și la întindere excentrică, se face ținând seama de prescripțiile N și TU—3—49.

Calculul secțiunilor se face cu ajutorul formulelor, tabelelor și graficelor întocmite pentru elementele de beton armat obișnuit. Trebue numai ca valoarea efortului preluat de zona comprimată a betonului să se reducă cu valoarea $F_a'\sigma_a'$ $F_a' = (\sigma_{ap}' - \sigma_{ac}')$.

Calculul la fisurare al elementelor comprimate excentric și întinse excentric — cazul 2 — (fig. 493), se face cu formule asemănătoare formu-

lelor pentru calculul elementelor solicitate la încovoiere, însă aici se ia în considerare și forța longitudinală $\pm N_f$ (semnul plus în cazul compresiunii).

In formulele de calcul, în loc de ψ_t, trebue să se ia $\psi_t + n_f$, unde $n_f = \frac{\pm N_f}{bh\,R_t}$ și să se introducă notația suplimentară $\delta_n = \frac{a_n}{h}$, care este distanța relativă a punctului de aplicare a forței N, în raport cu marginea inferioară a secțiunii.

Astfel, formula generală de calcul, pentru acțiunea concomitentă a încovoierii și a compresiunii sau întinderii, devine:

$$M_f = [A + B\,(\psi_t + n_f) - \Sigma\,\psi_{ti}\,\delta_i - n_f\,\delta_n]\,bh^2\,R_t. \qquad (575)$$

Când pentru sarcini date trebue să se determine secțiunea armăturii F_a, se folosește formula transformată:

$$\mu\,\frac{\sigma_{a'\,f}}{R_t}\,(B - \delta) + n_f\,(B - \delta_n) = \frac{M_f}{bh^2R_t} - A - B\,\psi_t^I + \Sigma\,\delta_i\,\psi_{ti}^I, \qquad (576)$$

în care ψ_t^I se ia după formula (557).

Eforturile unitare marginale în beton se determină cu formula:

$$\sigma_{b,\,f} = \frac{1 + \psi_t + n_f}{0{,}5 + \psi_c}\,R_t, \qquad (577)$$

Înălțimea relativă a zonei comprimate a secțiunii este

$$\xi = \frac{x}{h} = \frac{1 + \psi_t + n_f}{2 + 2\psi_c + \psi_t + n_f}. \qquad (578)$$

In rest, calculul elementelor comprimate excentric după cazul 1 nu diferă de calculul elementelor solicitate la încovoiere.

Considerarea în calcule a flambajului elementelor comprimate excentric, cu armătură preîntinsă, datorită insuficienței datelor experimentale, se ia în concordanță cu prescripțiile N și TU—3—49, ca pentru elementele neprecomprimate (§ 35), adică nu se consideră sporul de rigiditate datorit precomprimării.

§. 88. APLICAREA PRECOMPRIMĂRII LA ELEMENTE ȘI CONSTRUCȚII SPECIALE

Precomprimarea elementelor de construcții de beton armat a găsit o largă întrebuințare în construcții, într'un termen scurt, nu numai în domeniul construcțiilor mici, ci și în domeniul construcțiilor mari.

Mai sus, s'au arătat tipurile de elemente de construcții din beton precomprimat, având diferite destinații. In cele ce urmează se va arăta aplicarea precomprimării la unele elemente și construcții speciale: rezervoare, conducte, ferme, grinzi cu deschideri mari, suprafețe autoportante. Aceste elemente de construcții au o mare însemnătate pentru desvoltarea în viitor

a elementelor de construcții precomprimate și pentru o îndrăsneață înlocuire a elementelor de construcții metalice prin elemente precomprimate, în construcțiile industriale. Ca rezultat final, aceasta trebue să ducă, în anumite cazuri, la o apreciabilă economie de metal și la reducerea costului construcțiilor.

1. Rezervoare

Avantajul principal al rezervoarelor din beton armat precomprimat, față de rezervoarele din beton armat obișnuit, îl constitue coeficientul de siguranță mult sporit la apariția fisurilor (rezistența la fisurare).

Despre principiile de alcătuire a rezervoarelor din beton precomprimat, s'a vorbit mai sus (§ 85).

Cel mai rațional tip de rezervor din beton armat este rezervorul rotund în plan, cu peretele precomprimat și cu acoperiș sub formă de cupolă, al cărei inel de reazim este prevăzut deasemenea cu armătură preîntinsă.

Se proiectează, deasemenea, rezervoare cu stâlpi interiori și cu acoperiș plan; însă, la astfel de rezervoare, este posibilă formarea fisurilor capilare la fundul lor, în locurile de rezemare a stâlpilor.

Construcția normală a rezervoarelor de tipul indicat se consideră cea cu peretele liber rezemat pe fund, la care peretele cilindric precomprimat este separat de fund și de cupolă (fig. 494).

Punctul slab al construcției îl constitue rostul de contact dintre perete și fund. Modul de executare al acestui rost a suferit o evoluție însemnată: dela umplutura inițial elastică a rostului (fig. 495, *a*), executată dintr'o garnitură de cauciuc și un strat de asfalt, așezat între perete și fund, s'a trecut la umplerea părții inferioare a rostului, având secțiunea în formă de pană, dintre perete și fund cu mortar de ciment și pilitură de oțel, iar a părții superioare, cu un mastic plastic (fig. 495, *b*). Ulterior, umplerea rostului mic cu secțiunea în formă de pană, se făcea numai cu mastic plastic și sub perete, într'un uluc special, se executa o pană, din aceeași compoziție (fig. 495, *c*). In sfârșit, se întrebuințează și o umplutură complect din oțel, la care etanșeitatea rostului se asigură prin montarea pe circumferința interioară a unei foi de tablă ovale, elastice; în locul de contact al peretelui cu fundul, se așează două plăci din oțel, care pot să alunece una deasupra alteia (fig. 495, *d*).

Până în prezent, nu s'a reușit încă să se găsească o soluție suficient de satisfăcătoare și ieftină pentru îmbinarea fundului cu peretele. Cea mai rațională este probabil umplerea rostului cu un mastic plastic, combinată cu introducerea sub perete a unei umpluturi inelare, executate din același mastic. Dificultatea constă în găsirea unui mastic satisfăcător, care să aibă o elasticitate suficientă.

Peretele cilindric se execută în două etape: mai întâi se execută carcasa (inima) peretelui; după preîntinderea armăturii, inelar sau sub formă de spirală, se execută stratul de protecție, deobicei din beton torcretat.

Inima peretelui este prevăzută cu armătură, care se prezintă sub formă de plasă simplă sau dublă.

Există cazuri izolate, ca de exemplu acelea ale unor rezervoare de apă neîngropate, de dimensiuni foarte mari, cu o înălțime de peste 10 m și un volum de 18 000 m³, când se întrebuințează o inimă, prevăzută cu bare

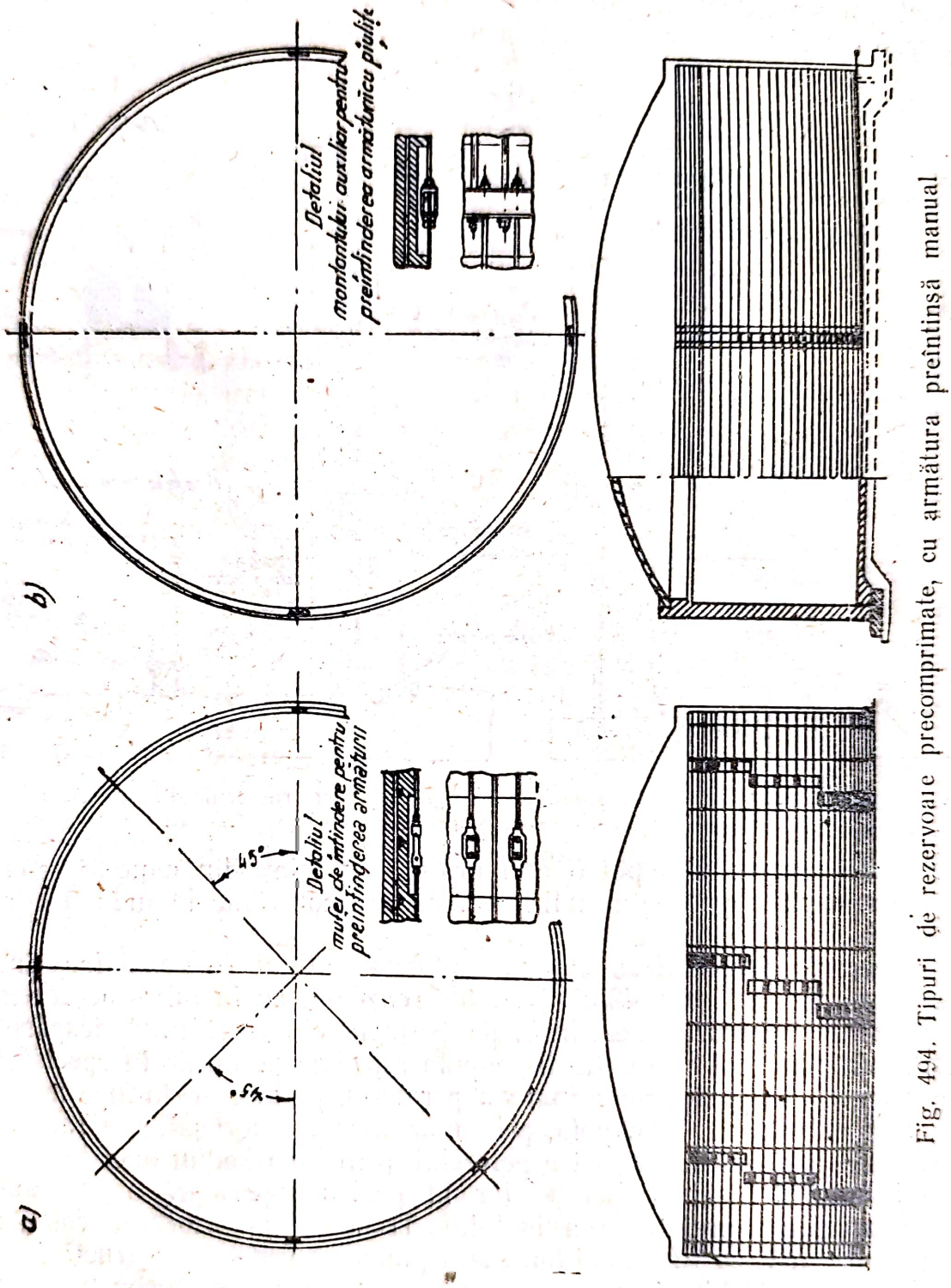


Fig. 494. Tipuri de rezervoare precomprimate, cu armătura preîntinsă manual

verticale preîntinse, pentru a se preîntâmpina formarea fisurilor orizontale, din cauza eforturilor unitare, datorite variațiilor de temperatură și contracției (fig. 495, *c*).

Betonarea peretelui se face deobicei pe părți, în sectoare verticale egale. Sectoarele se betonează din două în două; numai după o suficientă întărire a betonului turnat, se betonează sectoarele intermediare. Intervalul

de timp între betonarea a două sectoare învecinate se ia cel puțin de 2 zile, în decursul cărora se produce contracția inițială. Îndesarea betonului se face cu vibratoare. Rosturile dintre sectoare se astupă cu mortar de ciment, cu un adaus de pilitură de oțel. Pentru legarea sectoarelor între ele, se folosește o plasă de armătură.

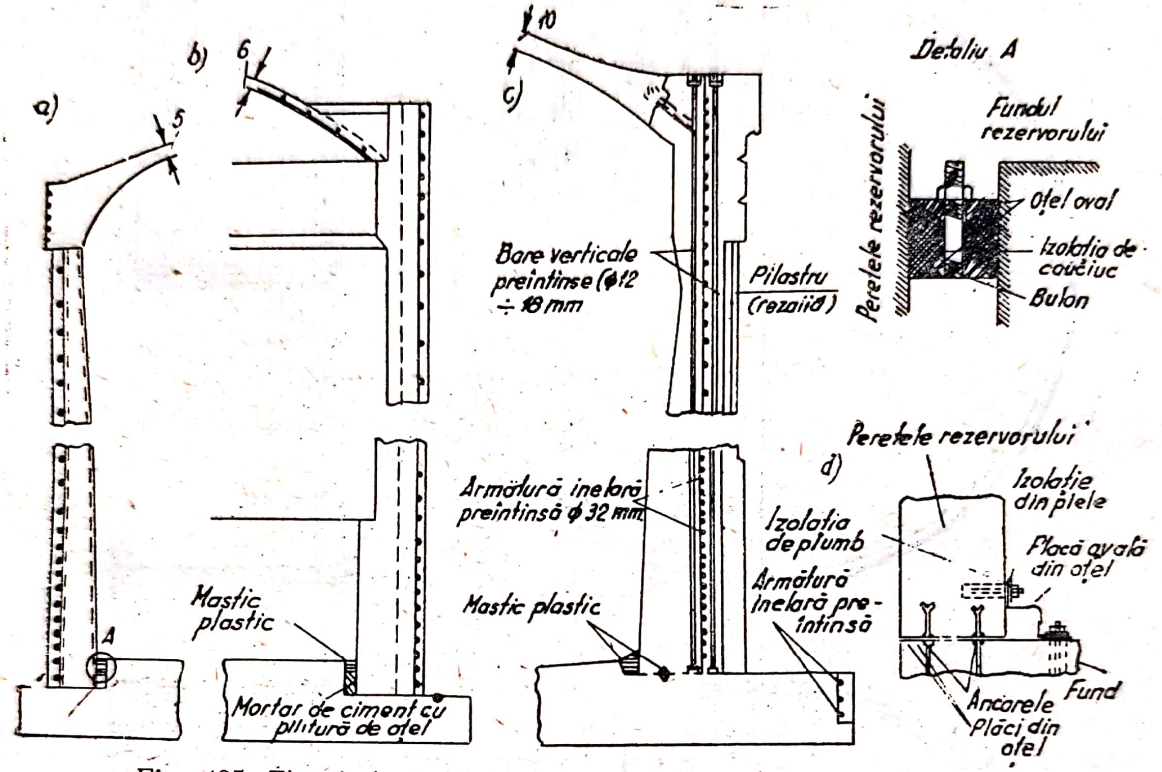


Fig. 495. Tipuri de îmbinări ale peretelui cu radierul și cupola

Pereții rezervorului pot fi prefabricați, executați din panouri separate, din beton armat, pe toată înălțimea, ceeace contribue la industrializarea lucrărilor.

Imbinarea peretelui cu cupola din beton armat se poate face în trei soluții, arătate în figura 495: a) cupola reazemă, cu inelul ei de rezemare, prevăzut cu armătură preîntinsă, pe peretele cilindric, fiind despărțit de acesta printr'un rost orizontal; b) cupola reazemă pe un profil special (inel de rezemare), la partea superioară a peretelui, pe care se întinde armătura la partea exterioară; c) cupola, prin marginea ei îngroșată, se racordează la partea superioară îngroșată a peretelui, prin intermediul unei lambe care intră în ulucul lăsat în perete, iar la partea superioară a ulucului, se așează armătura preîntinsă a inelului. Trebue dată prioritate celor două soluții din urmă, ca fiind mai bune din punct de vedere constructiv; ultima soluție este aplicabilă în cazul când rezervoarele au dimensiuni deosebit de mari.

Betonarea (torcretarea) cupolei se face pe inele concentrice, începând dela inelul de rezemare. După terminarea betonării se trece la precomprimarea peretelui cilindric.

Există o metodă manuală și o metodă mecanizată de preîntindere a armăturii inelare, care diferă mult una de alta.

In cazul preîntinderii manuale, se întrebuințează oțelul obișnuit ($\sigma_c =$ $= 2500—3500$ kg/cm²), rotund și pătrat. Preîntinderea barelor se execută cu ajutorul manșoanelor (figura 494, *a*) sau piuliților (figura 494, *b*). Preîntinderea armăturii inelare cu ajutorul piuliților este mai comodă și necesită mai puține precauții. Pentru multe rezervoare, cu o capacitate dela 100—6000 m³, preîntinderea se realizează cu ajutorul manșoanelor de strângere. Prin faptul că sunt necesare dispozitive de preîntindere, în cantități destul de mari, este rațional de a le executa pe cale industrială, din același oțel ca și armătura inelară.

Pentru preîntinderea armăturii cu ajutorul piuliților, se montează în jurul inimii peretelui rezervorului, pe circumferință (în adâncituri), câțiva montanți cu secțiune dreptunghiulară (fig. 494, *b*), în ai căror pereți laterali se fixează barele orizontale ale armăturii inelare; pentru asigurarea rigidității și stabilității montanților, la capetele inferioare și superioare ale acestora se sudează platbande de oțel.

La capetele fiecărei bare a armăturii inelare, se execută filete: la un cap, un filet stâng; la celălalt cap, un filet drept. După ce barele armăturii inelare se introduc în găurile pereților laterali ai montanților, la capetele barelor se înșurubează piulițele și, cu ajutorul unor chei pentru piulițe, barele se supun la preîntindere. Cheia are lungimea de calcul de circa 1 metru, ceeace dă posibilitatea unui muncitor de a desvolta, prin forța mâinii, întinderea necesară a armăturii inelare. Limita de întindere se controlează cu șplinturi de cupru sau oțel, de o anumită grosime (de exemplu 1,5 mm). Când forța de întindere depășește valoarea de calcul, șplintul se foarfecă. După cum a arătat experiența, această metodă dă o precizie de 10%.

Se recomandă ca, după ce s'a ajuns la jumătate din valoarea de calcul a preîntinderii, să se execute umplerea spațiului cu secțiunea în formă de pană, la contactul cu radierul. După 24 de ore dela terminarea acestei operații, se continuă cu preîntinderea armăturii inelare. In acest fel, preîntinderea armăturii inelare se realizează în două etape.

Pentru a se evita formarea fisurilor în cupolă, se preîntinde și armătura inelară de rezemare, ceeace permite, la o grosime a cupolei de 5 cm (rezervoare neacoperite cu pământ la partea superioară), să se ajungă la un diametru până la 45 metri.

Dacă preîntinderea armăturii din oțel obișnuit se face manual, mărimea efortului unitar de preîntindere se reduce simțitor, din cauza pierderilor din contracție și a curgerii lente a betonului.

In cazul preîntinderii mecanice, efectul acestor pierderi se reduce la minimum, pentrucă se întrebuințează sârmă trasă la rece, de calitate superioară, cu diametrul dela 3—5 mm și cu rezistența de rupere de 12 000—16 000 kg/cm². In felul acesta se realizează o economie însemnată de metal și o reducere a termenelor de execuție.

De exemplu, pentru rezervoare cu o capacitate de 3800 m³, consumul de sârmă pentru perete reprezintă numai 2,72 tone (36,2 km liniari), înfășurarea fiind executată în decurs de două zile. Pentru un rezervor de aceeași capacitate, însă cu armătură preîntinsă din oțel obișnuit, cu rezistență superioară ($\sigma = 3500$ kg/cm²), ar fi fost necesar 12,23 tone de oțel (de 4,5 ori mai mult) și, pentru montarea manuală a armăturii, cel puțin 7 zile. In

Scanned with OKEN Scanner

primul caz, se realizează o economie de aproape 10 tone oțel și 5 zile lucrătoare, totodată obținându-se o construcție mai bună a rezervoarelor.

In toate cazurile trebue să se dea prioritate metodei mecanizate de preîntindere, față de cea manuală.

In U.R.S.S., s'au elaborat câteva tipuri de mașini pentru înfășurarea sârmei preîntinse. Unele din aceste mașini au față de cele străine, avantajul important că pot fi utilizate nu numai pentru rezervoarele mari, ci și pentru rezervoarele mici, cu un diametru de 5 metri.

La înfășurarea sârmei, aceasta trebue să fie fixată la fiecare 12—15 spire, cu ajutorul unor cleme speciale.

După terminarea preîntinderii (înfășurării) armăturii, peste aceasta se aplică un strat de protecție din beton torcretat. In cazul armăturii din bare, cu diametru mare, grosimea stratului torcretat ajunge până la 4—5 cm; în cazul sârmei subțiri, înfășurate mecanic, stratul de protecție se execută de 2—2,5 cm grosime. Dacă la partea inferioară a peretelui este necesar (pe bază de calcul) un al doilea rând de armătură, aceasta se așează peste stratul de beton torcretat aplicat, la fel ca și primul rând.

Calculul rezervoarelor liber rezemate este mai simplu decât calculul rezervoarelor obișnuite monolite, din beton armat, acoperite cu cupole. Peretele cilindric se calculează numai la întinderea axială, ținându-se seamă de preîntinderea armăturii. Acoperișul în formă de cupolă se calculează ca o cupolă obișnuită de beton armat, după teoria fără momente. Inelul de rezemare a acesteia trebue să fie prevăzut cu armătură preîntinsă. Radierul, deobicei nu se calculează deloc sau se calculează ca o placă rotundă, pe reazeme elastice[1]).

Calculul la întinderea axială a peretelui cilindric constă din calculul secțiunii armăturii de bază, ca și la betonul armat obișnuit și din calculul la apariția fisurilor, ținându-se seamă de preîntinderea armăturii.

Secțiunea armăturii preîntinse de bază, pe un sector de 100 cm înălțime, se determină cu formula:

$$F_{as} = \frac{kN - F_{a0} \cdot 2500}{\sigma_c},$$

unde $N = \gamma Hr$ (H și r în metri, γ în kg/m³);

F_{a0} este suprafața secțiunii armăturii nepreîntinse din perete.

După aceasta se face calculul rezistenței la fisurare, după formulele pentru elementul întins centric (cu controlul întinderii, după contracția betonului).

Coeficientul de siguranță se ia: în cazul oțelului moale, $k = 1{,}8$ și în cazul oțelului dur, $k = 2{,}5$ (în raport cu rezistența de rupere).

Coeficientul de siguranță la apariția fisurilor $k_f = 1{,}3$.

La pereți cu o grosime până la 8 cm (fără stratul de acoperire), trebue folosit betonul torcretat. In cazul unei grinzi mai mari, se va verifica pe cale experimentală dacă este rațională folosirea betonului torcretat. Acoperișul sub formă de cupolă trebue să se execute deasemenea prin torcretare.

---

[1]) *A. M. Ovecichin:* Calculul rezervoarelor rotunde de beton armat, Stroiizdat, 1950.

Se recomandă ca stratul de protecție torcretat de pe perete să fie aplicat atunci când rezervorul este umplut cu apă, pentru a se preveni apariția ulterioară a fisurilor în acest strat.

Avantajele tehnice și economice ale rezervoarelor din beton precomprimat arată că este rațional ca acestea să fie întrebuințate pe scară largă nu numai pentru apă și alte lichide, ci și pentru carburanți; în acest din urmă caz trebue să se prevadă o izolație rezistentă la acțiunea benzenului.

2. Conducte forțate

Inlocuirea conductelor metalice cu cele de beton armat (ținând seamă de cerința mare de conducte), dă posibilitatea să se economisească o cantitate însemnată de metal, care se cifrează la sute de mii de tone anual.

După cum s'a stabilit în practică, conductele de beton armat precomprimat sunt mai simplu de executat și mai ieftine decât cele metalice; în afară de aceasta, ele au o durabilitate mai mare și se comportă mai bine în exploatare. In acest caz, metalul reprezintă numai circa o zecime din greutatea tuburilor metalice corespunzătoare. Din aceste considerente, rezultă că introducerea pe scară largă a conductelor de beton armat precomprimat pentru rețelele de apă, la care presiunea se ridică la 6—10 at și mai mult, are o mare însemnătate pentru economia națională.

Principiul construcției tuburilor din beton precomprimat s'a arătat mai sus. Există câteva metode de înfășurare a sârmei pe inima tubului și de realizare a preîntinderii[1]).

Inițial (în 1928), preîntinderea era realizată prin înfășurarea armăturii încălzite într'un cuptor de păcură. Mai apoi (în 1931—1933) încălzirea sârmei se făcea cu curent electric. Atât această metodă „energetică" cât și metoda „hidraulică", la care preîntinderea armăturii era realizată pe calea creerii unei presiuni hidraulice, nu au căpătat o răspândire largă. In prezent, se întrebuințează aproape exclusiv metoda mecanică; aceasta este mai simplă și mai sigură. Ea constă în înfășurarea la rece a sârmei de calitate superioară, pe o inimă slab armată, utilizându-se în acest scop un banc special de înfășurare, care preîntinde sârma, dându-i efortul unitar stabilit.

Betonul pentru executarea conductelor forțate se ia de marcă cel puțin 300. Inima și mufele se armează constructiv, cu armătură în spirală și longitudinală, din oțel beton, cu un diametru de 6—10 mm., marca St. 0 sau St. 3; carcasa trebue să fie executată prin sudură.

Pentru înfășurarea spiralei, trebue să se întrebuințeze sârma din oțel de cablu, cu un diametru de 2—5 mm, în funcție de diametrul tubului.

Inima de beton armat poate fi executată prin două metode. Cea mai răspândită este metoda centrifugării, care este deosebit de indicată în cen-

[1]) *I. G. Liudcovschi:* Tuburi de beton precomprimat cu presiune mare, (în lucrările celei de a 4-a Conferințe Unionale pentru construcții din beton simplu și beton armat), partea I-a, Stroiizdat, 1949.

A. N. Popov: Tuburi de beton armat cu armătură preîntinsă, TNIPS: Cercetări asupra construcțiilor de beton armat obișnuit și de beton comprimat (Culegere de articole). Stroiizdat, 1949. V. I. Ovsianchin: Conducte forțate din beton armat, Stroiizdat, 1951.

Scanned with OKEN Scanner

trele mari cu o gospodărie comunală desvoltată. Atunci când conductele se execută în localităţi izolate, unde consumul de tuburi este mai mic, construcţia unor fabrici mari, cu utilaj complex, nu este avantajoasă. In aceste cazuri se poate folosi metoda executării tuburilor în tipare verticale (cu o înălţime până la 4 metri), utilizându-se vibratoare de înaltă frecvenţă. Organizarea unei astfel de instalaţii (exemplul trustului Zacavcazmetalurgstroi) necesită numai 3—4 luni, inclusiv montajul utilajului şi executarea tiparelor.

Inimile din beton armat executate printr'una din metode, se trimit, după ce betonul a atins cel puţin 70% din rezistenţa de calcul, pentru a se înfăşura sârma, cu ajutorul unui banc special.

Cel mai modern este bancul (fig. 496) creiat de inginerii sovietici I. G. Liudcovschi şi A. N. Popov. Caracteristica acestui banc constă în aceea că înfăşurarea şi preîntinderea sârmei se execută concomitent; ultima operaţie are loc fără a solicita tubul la încovoiere, ceeace permite să se execute tuburi de lungimi destul de mari: până la 4 metri şi mai mult.

Principiul de funcţionare a bancului constă în următoarele (fig. 497): Pe inima de beton armat a tubului fixat în plan, pe şaibele bancului, se înfăşoară, fără a le preîntinde, câteva (4—5) spire. Sârma este trecută printr'un sistem de scripeţi, la distanţă variabilă, plasaţi pe ambele părţi ale tubului şi fixată la capătul tubului. După aceasta, cu ajutorul unei prese hidraulice, scripeţii se îndepărtează, dând sârmei efortul unitar necesar. Inima tubului începe să fie rotită şi, concomitent cu aceasta, căruciorul cu scripeţii de preîntindere şi cu colacul de sârmă capătă o mişcare de translaţie dealungul tubului. Variind viteza de deplasare a căruciorului, se pot obţine diferite valori pentru pasul spiralei: dela zero (spiralele aşezate una lângă alta), până la 30 mm.

Productivitatea unui banc reprezintă în medie circa 12 m de tuburi pe oră.

După înfăşurarea sârmei pe inimă, se aplică, prin torcretare, stratul de protecţie. Pentru aceasta, tubul se aşează deobicei pe un banc special, pentru a fi rotit; se recomandă ca injectorul să fie ţinut la o distanţă de circa 70 cm .

Inainte de torcretare, suprafaţa tubului se curăţă, cu ajutorul aparatului de sablaj şi se spală cu apă. S'a stabilit că, pentru stratul de protecţie, folosirea cimentului expansiv este cea mai indicată. Tronsoanele conductei se îmbină între ele cu îmbinări etanşe — elastice sau rigide.

Imbinările elastice permit o deplasare a tuburilor pe direcţia longitudinală, în limitele de 3—5 mm şi o întoarcere a capului fiecărui tub cu 1,5°, fără a pierde etanşeitatea. In figura 498, este arătat unul dintre tipurile de îmbinări cu o garnitură inelară de cauciuc. Lungimea capătului subţiat al tubului, pe care se îmbracă inelul de cauciuc, se ia pentru tuburi de diametre mici: 40 mm, iar pentru tuburi cu diametre mai mari, 50 mm sau mai mult. In timpul îmbinării tuburilor, inelul de cauciuc trebue să se rostogolească şi nu să alunece. Practica exploatării unor astfel de conducte, cu diametrul până la 1300 mm, a confirmat calitatea bună a acestei îmbinări.

Scanned with OKEN Scanner

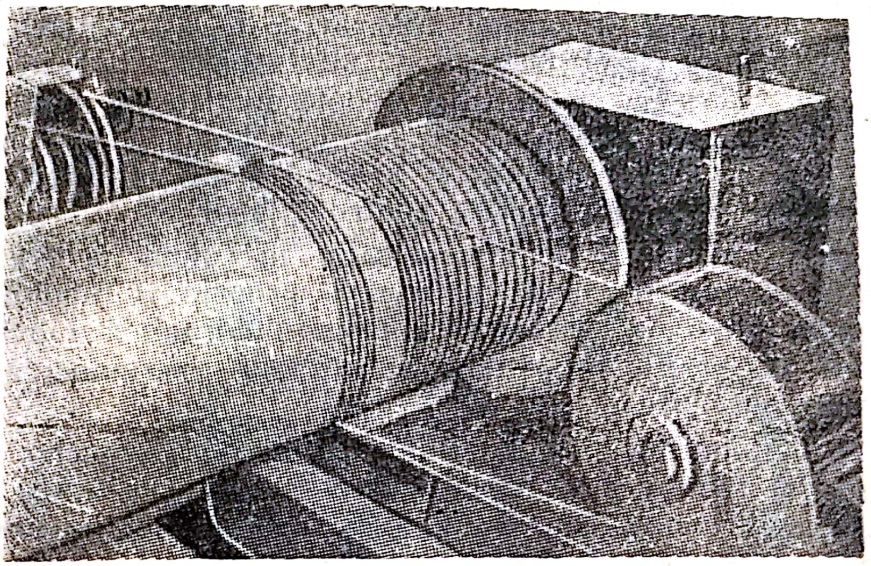


Fig. 496. Vederea generală a bancului

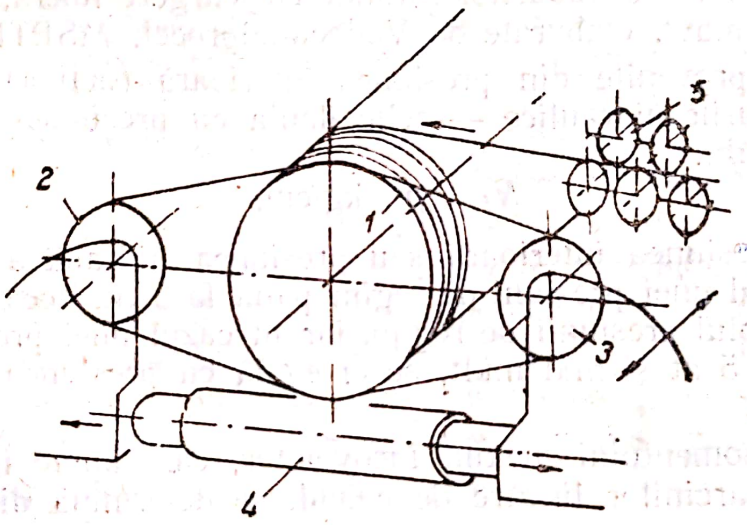


Fig. 497. Schema preintinderii sârmei pe bancul special.

1 — tub din beton armat (inimă); 2 — scripetele de întindere Nr. 1; 3 — scripetele de întindere Nr. 2; 4 — cilindrul hidraulic; 5 — dispozitiv pentru îndreptarea sârmei

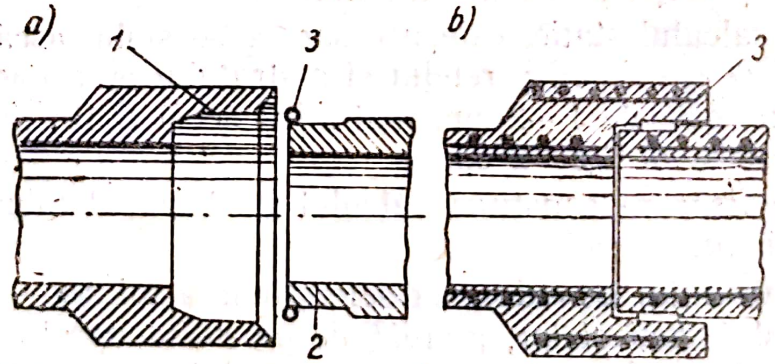


Fig. 498. Imbinarea tuburilor precomprimate, prevăzute cu o garnitură inelară de cauciuc:

a — poziția inelului de cauciuc înainte de îmbinarea tuburilor; b — idem, la o îmbinare gata executată; 1 — mufă; 2 — capătul tubului care se introduce în mufă; 3 — inel de cauciuc

Scanned with OKEN Scanner

Îmbinările rigide se execută întrebuințându-se manșoane și etanșeizând îmbinarea cu o țesătură de cânepă; ulterior se face astuparea rostului cu asbociment, mortar de ciment sau cu un alt material verificat în practică.

Calculul rezistențelor conductelor constă în determinarea încărcărilor exterioare, a eforturilor interioare în pereții tubului, a grosimii peretelui tubului, a secțiunii spiralei preîntinse, precum și în stabilirea pasului spiralei și a efortului unitar de control pentru înfășurare.

Încărcările care se iau în considerație în calcul pentru conductele forțate așezate în pământ, sunt: greutatea proprie a tubului, greutatea apei care umple conducta, presiunea interioară hidraulică și lovitura hidraulică, presiunea umpluturii de pământ și sarcinile (permanente și mobile) de pe suprafața umpluturii.

Presiunea pământului și a sarcinilor de deasupra, precum și influența greutății proprii a tubului și a greutății apei se iau echivalente cu acțiunea unor sarcini lineare concentrate, aplicate dealungul generatoarei superioare și inferioare a conductei.

Presiunea pământului se determină în conformitate cu „Indicațiunile pentru calculul static al tuburilor rotunde cu scurgere liberă, din beton simplu și beton armat", elaborate de Vodocanalproect, MSPTI[1]), în 1948.

Eforturile provenite din presiunea interioară (activă) — ținându-se seamă de loviturile hidraulice — echivalentă cu presiunea dată, se determină din formula:

$$N_f = pr_0 \text{ kg/cm},$$

unde p este presiunea interioară sau presiunea hidraulică echivalentă în kg/cm². In cazul unei presiuni de regim până la 5 at, această presiune se ia egală cu dublul presiunii de regim, iar în cazul unei presiuni de regim în conductă de 5 at și mai mult, se ia egală cu presiunea de regim plus 5 at.

Mărimea momentului maxim încovoietor, care apare în conductă din cauza acțiunii sarcinilor lineare de calcul, se determină din formula:

$$M_1 = 0{,}318\ P_1\ r_0,$$

unde P^1 este încărcarea limită pe unitatea de lungime a tubului, iar r_0 — raza suprafeței interioare a tubului.

Trecând la calculul static, este necesar să se stabilească diametrul interior al tubului D, grosimea peretelui și a stratului de acoperire. Deobicei, grosimea peretelui este de 1—2 cm, mai mică decât $D/10$; grosimea stratului de acoperire este de 1,5—2 cm.

Calculul de fisurare constitue calculul de bază al tuburilor de beton armat precomprimat.

Problema calculului se reduce la determinarea lui M_f — valoarea la limită a momentului încovoietor, preluat de perete la apariția primei fisuri. Repartiția eforturilor unitare în secțiunea tubului, inclusiv stratul de acoperire din mortar de ciment expansiv se prezintă ca în figura 499.

[1]) Institutul de Proiectări de Apă și Canalizare al Ministerului Construcțiilor de Intreprinderi pentru Industria Grea (*N. R.*).

Scanned with OKEN Scanner

Din această diagramă, rezultă că calculul trebue să se facă cu ajutorul formulelor de bază pentru calculul la întindere excentrică. Se consideră că locul de aplicare a forței provenite din precomprimarea N_a, cu înfășurarea în spirală, este la mijlocul grosimii d, a peretelui inimii.

Deoarece stratul de acoperire al conductei nu este precomprimat, pentru ușurarea calculului se introduc două forțe fictive N_f, diametral opuse, aplicate în centrul de greutate al stratului de acoperire. Totodată, valoa-

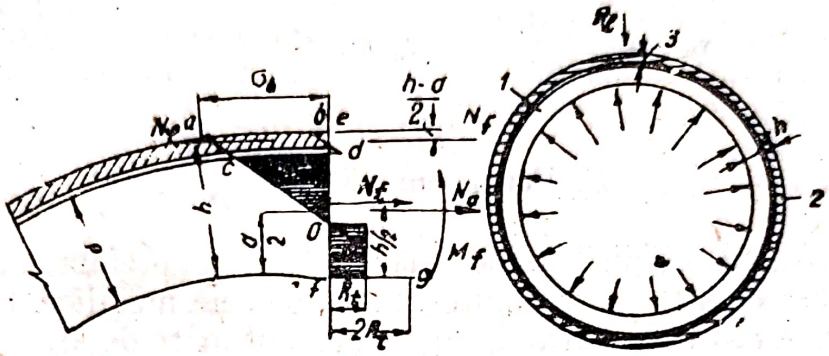


Fig. 499. Starea limită de tensiune a peretelui tubului:
a — schema; b — vederea generală a fermei; c — detaliul de ancorare a cablului

rea acestor forțe se alege egală cu suprafața diagramei eforturilor unitare (paralelogramul *abcd*), care completează diagrama eforturilor unitare de compresiune a betonului până la triunghiul complet *aeO*.

Forța provenită din presiunea interioară în conductă N_f se consideră ca fiind aplicată la mijlocul grosimii h a peretelui conductei.

Pentru a găsi momentul M_f, se scrie ecuația de proiecție a tuturor forțelor, determinându-se astfel poziția axei neutre și ecuația momentelor forțelor în raport cu punctul O, care se găsește în axa neutră[1]).

Formula finală de calcul se prezintă astfel:

$$\mu_s \frac{\sigma_{a'\,f}}{R_t}\left[\left(0{,}67-\frac{\delta_d}{2}\right)+\left(0{,}67-\frac{1+\delta_d}{2}\right)\frac{1-\delta_d}{d}\cdot\frac{1}{1+\frac{n\,\mu_s}{\delta_d}}\right]=$$

$$=\frac{M_f}{bh^2\,R_t}-0{,}29-0{,}17\;n_f,$$

unde $\delta_d=\frac{d}{h}$ și $n_f=\frac{N_f}{bhR_t}$.

Din această formulă, în cazul când se cunoaște mărimea lui M_f, se determină secțiunea necesară a armăturii în spirală, preîntinse.

---

[1]) *V. I. Ovsianchin:* Conducte forțate din beton armat. Stroiizdat, 1951.
M. G. Costiucovschi: Metoda de calcul la fisurare a conductelor forțate din beton armat precomprimat, în „Stroitelnaia Promâșlenosti" („Industria Construcțiilor") Nr. 12, 1950.

In conformitate cu „Indicațiunile pentru calculul conductelor forțate din beton armat precomprimat (U—96—50)", formula de calcul pentru $\delta_d = 1$, $h = d$ și $n \frac{\mu}{\delta_d} = 0{,}06$ are o formă mai simplă:

$$M_f = bh^2 R_t \left[0{,}29 + 0{,}17 \left(\mu_s \frac{\sigma_w f}{R_t} - n_f\right)\right].$$

Verificarea efortului unitar inițial în beton se face cu ajutorul formulei:

$$\sigma_{bc} = \frac{F_{as}\,\sigma_{ak}}{bh} = \mu_s\,\sigma_{ak} < 0{,}7\ R_{pr}.$$

3. Ferme cu zăbrele

La acoperișurile clădirilor industriale, fermele prefabricate din beton armat pot înlocui cu succes, în multe cazuri, pe cele metalice. Fermele obișnuite prefabricate din beton armat, au un procent mare de armare și o rezistență redusă la fisurare, a elementelor care lucrează la întindere, mai ales a tălpii inferioare. Mijlocul prin care se elimină aceste neajunsuri îl constitue precomprimarea elementelor întinse.

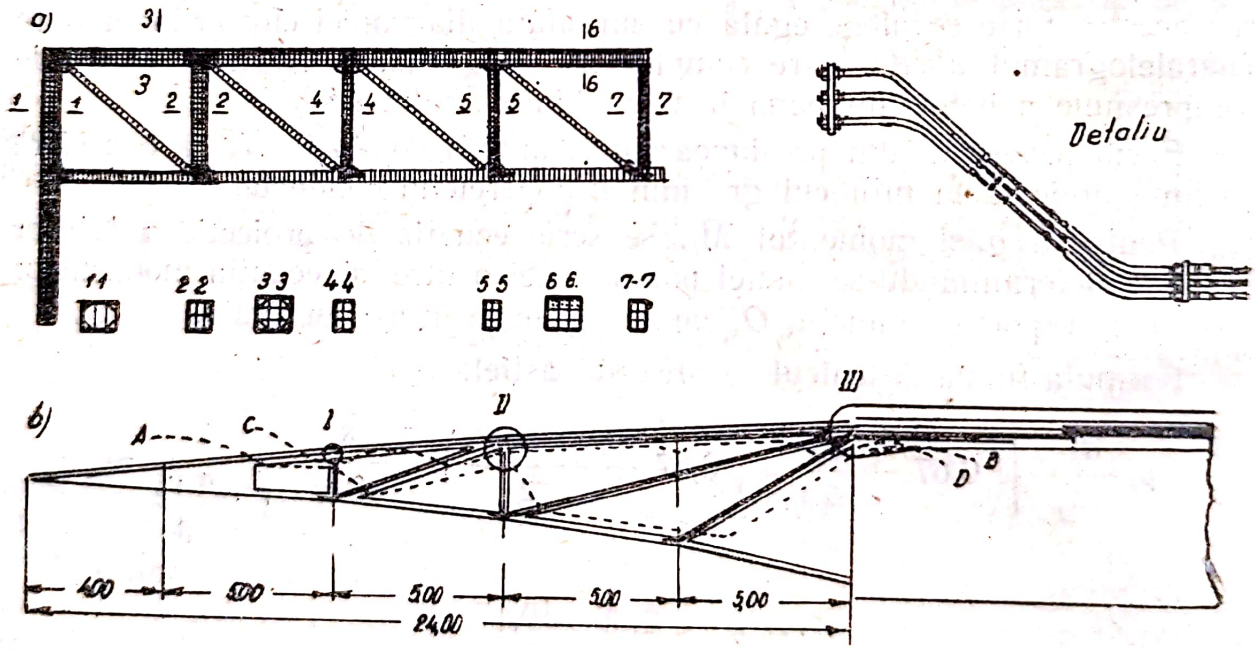


Fig. 500. Construcția fermelor cu zăbrele, cu o precomprimare parțială

La fermele din beton armat cu deschideri mari, se poate realiza relativ simplu preîntinderea armăturii, fapt care micșorează simțitor posibilitatea apariției fisurilor.

La unele tipuri de hangare din beton armat, au fost întrebuințate grinzi cu zăbrele din beton armat cu deschideri mari, în special pentru elementele de susținere a porților și elementele marginile ale pânzelor. Aceste grinzi cu zăbrele în consolă nu ar fi putut fi durabile fără a fi precomprimate. La ferme cu tălpi paralele (fig. 500), cu deschideri până la 70 metri, după betonarea tălpii superioare a montanților comprimați și a nodurilor infe-

rioare și după întărirea betonului, armătura tălpii inferioare și a diagonalelor întinse, era supusă la o preîntindere parțială sub acțiunea sarcinii permanente după îndepărtarea eșafodajului cofrajelor.

Un interes deosebit îl prezintă crearea preîntinderii parțiale a armăturii elementelor care lucrează la încovoiere, la console cu deschideri mari (25 m)[1]) și la hangare cu două console (fig. 500, *b*).

Armătura întinsă a tălpii superioare și diagonalelor se înglobează, pe deoparte în betonul tălpii inferioare, iar de cealaltă parte, în grinda cadrului central al hangarului. După montarea întregii armături, se execută betonarea elementelor fixate mai jos de linia punctată AB. După întărirea betonului, consolele sunt ridicate puțin, cu ajutorul vinciurilor, la o anumită înălțime („săgeată constructivă"); după aceea, se îmbină barele de armătură, așezate mai jos de linia punctată CD și se betonează nodurile *I, II* și *III*, rămânând nebetonate numai elementele întinse. După întărirea betonului se trece la descintrare (coborîrea popilor) și toate elementele nebetonate încep să lucreze la întindere, sub acțiunea greutății proprii. In sfârșit, după coborîrea consolelor, se termină betonarea diagonalelor întinse și a centurii superioare. Astfel se creează preîntinderea parțială a armăturii elementelor întinse ale consolelor.

Această metodă devine rațională în special în acele cazuri, când partea cea mai mare a încărcării poate fi preluată de fermă, înainte de betonarea elementelor întinse. Deaceea, betonarea trebue efectuată după așezarea plăcilor, a izolației termice și a învelitorii.

In clădirile industriale, se întrebuințează fermele cu zăbrele, cu precomprimare artificială. In funcție de deschidere și mijloacele de ridicare și transport de care se dispune, fermele pot fi executate pe pământ sau la locul de montaj. In primul caz, fermele pot fi betonate câte două, în tipare speciale, iar întinderea armăturii se realizează atât înainte de turnarea betonului, cât și după întărirea betonului. In al doilea caz, betonarea fermei se face în cofraje fixe, iar întinderea armăturii se face deobicei după întărirea betonului.

Incă în 1936, Institutul ȚNIPS a elaborat proiectul unei ferme tip, cu diagonale și fără montanți, cu deschiderea de 18 metri; iar pentru precomprimarea tălpii inferioare, a propus o metodă simplă, care se rezumă la următoarele (fig. 501)[2]): Intre tălpile celor două ferme care se execută concomitent, se așează un element, pentru întindere care servește ca reazem pentru vinciul ce întinde concomitent armătura tălpilor inferioare ale ambelor ferme. Armătura tălpilor inferioare se fixează la ambele capete pe grinzi din oțel U. Intre grindă și elementul care servește pentru întindere, la unul dintre capete, se așează un vinciu hidraulic. Dând armăturii întinderea necesară, sunt puse în acțiune vinciurile cu șurub, iar vinciul hidraulic se eliberează, pentru a fi folosit la executarea fermelor următoare. După betonarea fermelor și întărirea betonului, vinciurile se eliberează treptat și armătura întinsă comprimă betonul tălpii inferioare. Pentru transmiterea compresiunii asupra betonului, se sudează la armătură șaibe, sau cape-

[1]) Consolele de acest gen pot fi întrebuințate și la alte construcții, de exemplu copertinele de deasupra tribunelor stadioanelor etc.

[2]) *A. P. Vasiliev.* Construcțiile prefabricate din beton armat pentru clădiri industriale, în „Proiect și standard" Nr. 1/1937 și Nr. 2/1938.

Scanned with OKEN Scanner

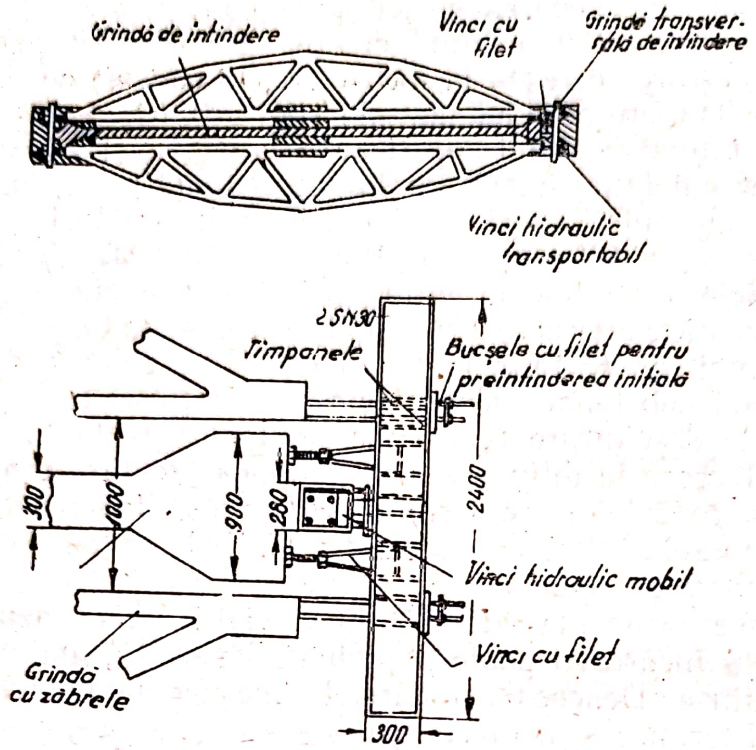


Fig. 501. Instalație pentru executarea fermelor precomprimate

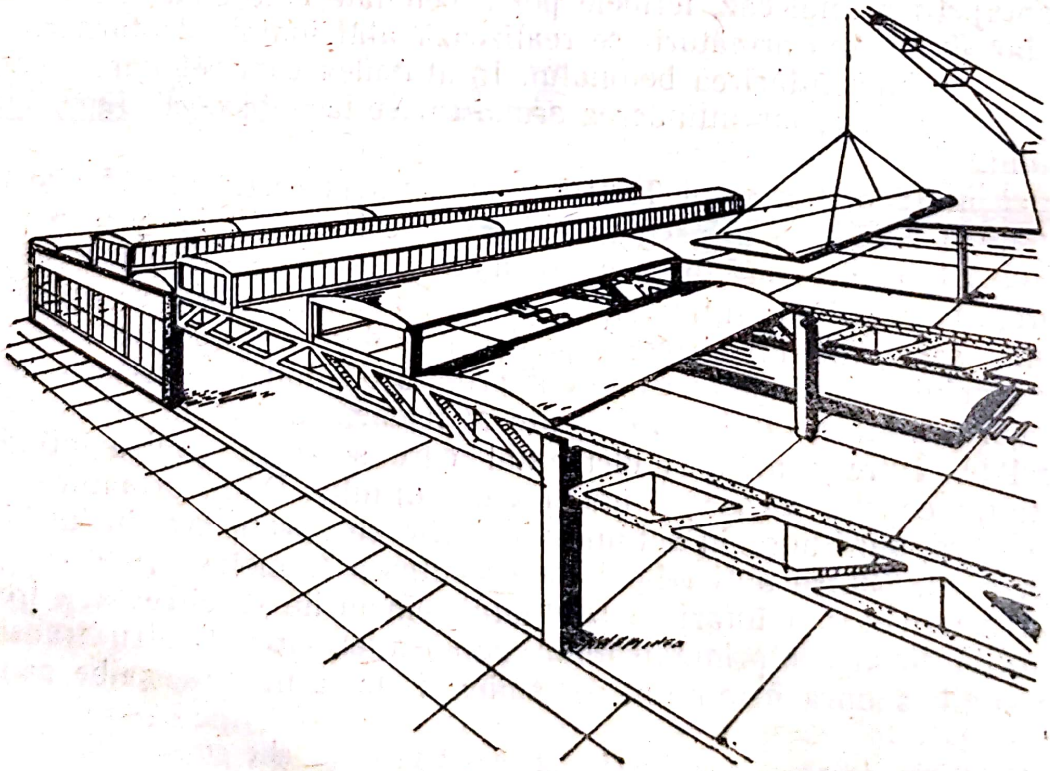


Fig. 502. Acoperiș prefabricat cu grinzi cu zăbrele precomprimate

tele fermei se prevăd cu piese de ancorare din oțel U. Armătura preîntinsă inițial avea limita de curgere $\sigma_c = 3500$ kg/cm².

In figura 502, sunt arătate grinzi cu zăbrele, cu o deschidere de 20 metri, pe care se montează suprafețe autoportante, prefabricate. La aceste grinzi, elementele întinse sunt montanții alcătuiți din bare rotunde, nebetonate. Talpa inferioară este armată cu armătură obișnuită și cu un fascicol de armătură preîntinsă, cu diametrul de 42 mm.

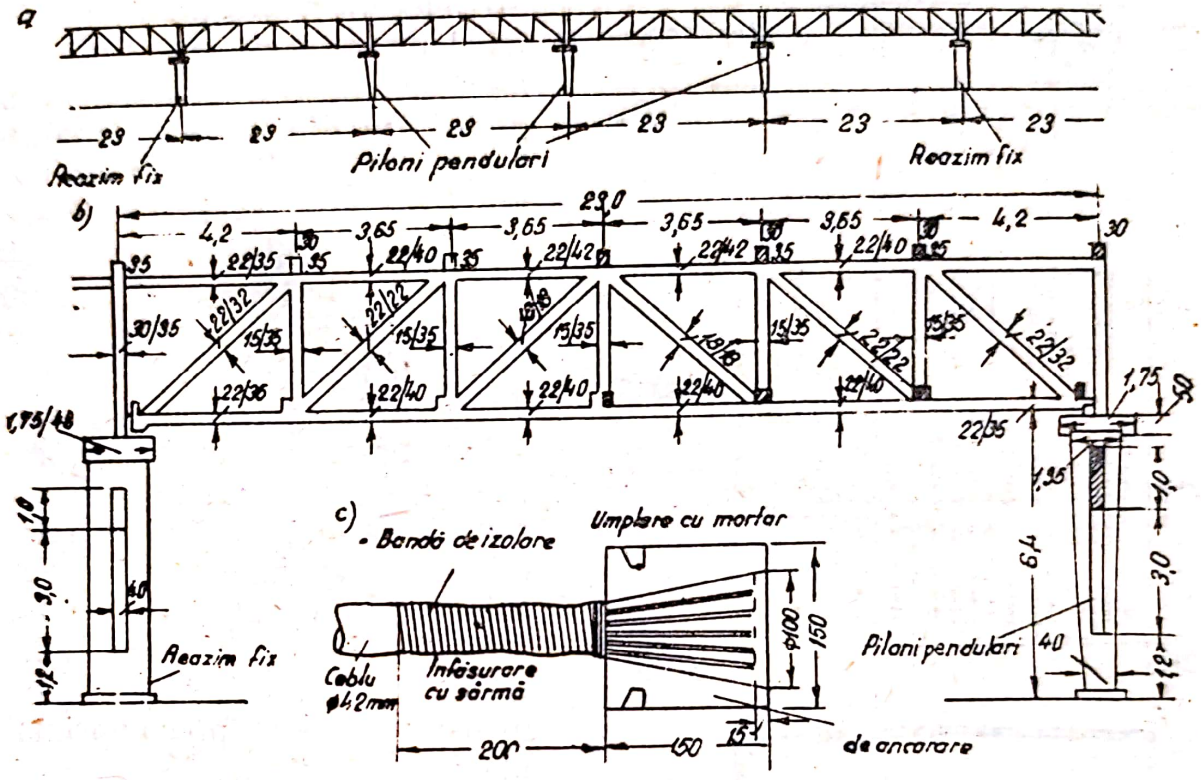


Fig. 503. Construcția estacadei:
a — schema; b — vederea generală a fermei; c — detaliul de ancorare a cablului

Grinzile (cu zăbrele) se betonează jos, întinderea cablurilor executându-se cu ajutorul unui vinciu hidraulic, înainte de betonare; la capetele fermelor, se amenajează reazeme fixe din beton, cu orificii pentru trecerea fascicolului de armătură.

Efortul unitar de control la preîntindere a fost ales de 8800 kg/cm², pentru $\sigma_{rr} = 16\,000$ kg/cm². Intinderea fascicolului se făcea în două etape. Fascicolul de armătură rămâne în stare întinsă și este fixat în reazeme pe tot timpul betonării și întăririi. Betonul este menținut pentru întărire, până la eliberarea fascicolelor, timp de 3—4 zile.

In figura 503 este arătat un exemplu de întrebuințare a unei grinzi cu zăbrele la o estacadă pentru o conductă. Grinzile cu zăbrele, stâlpii și grinzile transversale pentru susținerea conductelor s'au executat ca prefabricate. Grinzile principale, cu o deschidere de 23 metri se prevăd în axa tălpii inferioare cu un fascicol de armătură cu un diametru de 42 mm, a cărei întindere se face cu ajutorul vinciului, după betonarea și întărirea betonului. Pentru a preîntâmpina aderența dintre cablu și beton, cablul se acoperă cu bitum.

4. Grinzi cu deschideri mari

Ridicarea și montarea pe loc a grinzilor cu zăbrele de beton precomprimat, având deschideri mari (peste 25—30 m), prezintă dificultăți destul de însemnate. Executarea pe loc a unor astfel de grinzi, într'un cofraj fix, necesită un volum mare de muncă și lucrări costisitoare.

Mult mai avantajos este să se execute grinzi cu goluri sau cu profil dublu T, precomprimate. In acest caz, ele pot fi executate atât sus, la locul de montaj, cât și jos; deasemenea, pot fi executate în întregime sau din blocuri separate de beton armat (fig. 482) cu montarea lor ulterioară la locul necesar.

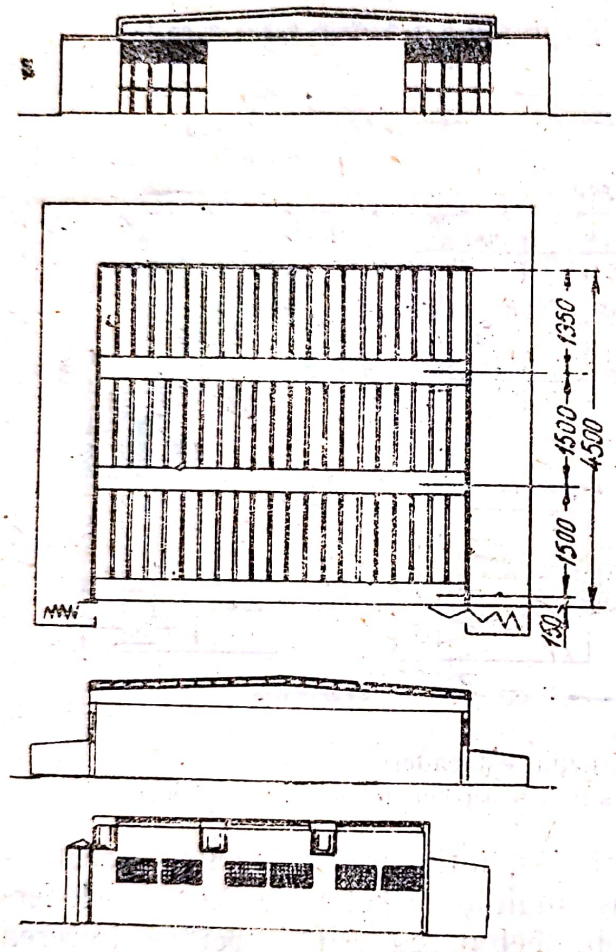


Fig. 504. Schema hangarului

Astfel de grinzi sunt întrebuințate deja în construcții industriale și la construcția hangarelor.

Construcția acoperișurilor hangarelor de acest tip constă din grinzi principale de beton precomprimat, cu deschideri mari, care se așează paralel cu porțile, iar între ele se așează fâșii de planșeu, (cu goluri). In cazul când distanțele dintre grinzile principale sunt destul de mari, între ele se montează grinzi secundare precomprimate și plăci.

Avantajele unui astfel de acoperiș plan, executat din beton precomprimat, sunt evidente. Concomitent cu reducerea înălțimii hangarului, se micșorează și cubajul lui interior, ceeace are o însemnătate esențială pentru hangarele cu ateliere, care trebue încălzite.

In figura 504 este arătată schema unui astfel de acoperiș[1]). Hangarul, cu o deschidere de 50 metri și o adâncime de 45 metri, este acoperit cu trei grinzi principale, cu o secțiune dreptunghiulară goală, între care sunt așezate, la o distanță de circa 2 metri, grinzi precomprimate secundare, cu deschidere de 12 metri. Peste acestea se așează plăci armate din beton spumos de 12 cm grosime, care joacă în acelaș timp rolul de construcție portantă și de izolație termică.

Grinzile principale, cu secțiuni cu goluri de înălțimea variabilă (pentru două pante) și cu grosimea pereților variabilă dealungul lor, au la reazem o secțiune plină. In interiorul grinzii principale, aproximativ la fiecare 6 metri, sunt executate timpane (diafragme), iar la exterior, console pentru rezemarea grinzilor secundare.

[1]) Elaborată de către autor în 1947.

In grinzile principale sunt montante fascicole de armătură, din oțel de calitate superioară, supuse la preîntindere; fiecare din fascicole este format din 50 ⌀ 5 mm și este introdus într'un tub din tablă de învelitoare.

Grinzile secundare, cu secțiunea în dublu T, sunt armate deasemenea cu fascicole din sârmă (8 ⌀ 5 mm). In afară de aceasta, grinzile principale și grinzile secundare sunt prevăzute cu armătura necesară nepreîntinsă: longitudinală, de montaj și transversală; aceasta din urmă este calculată la preluarea eforturilor unitare principale de întindere.

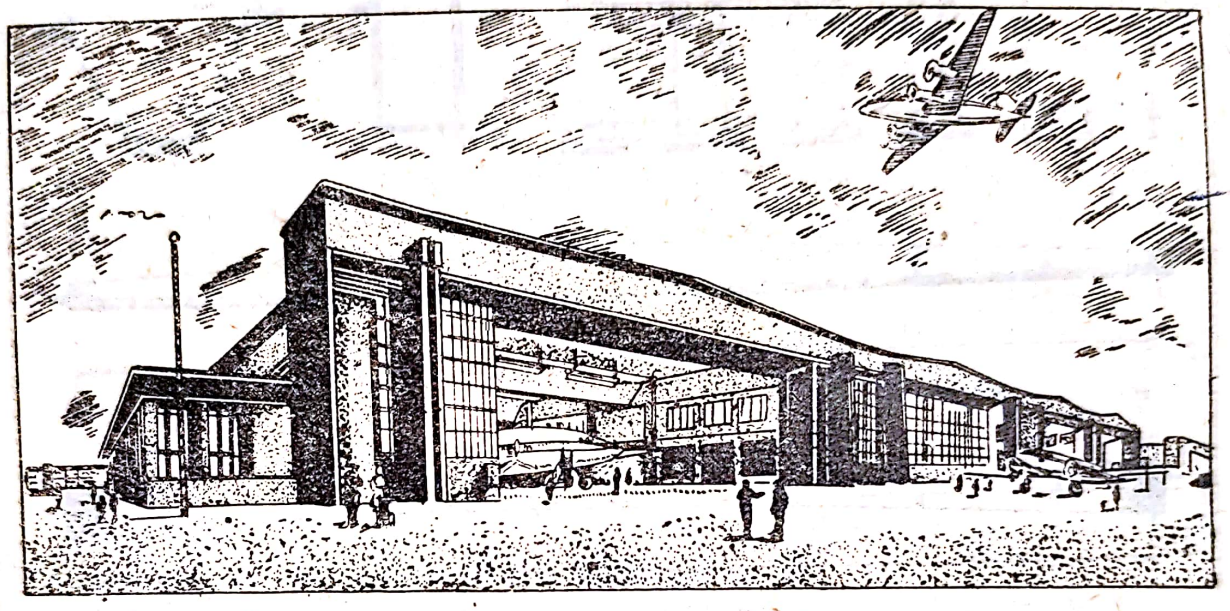


Fig. 505. Vederea generală a hangarului

Se poate cita și un hangar cu 4 secții, realizat în străinătate, de tip asemănător, având următoarele particularități:

Cele patru secții ale hangarului, cu dimensiunile de 50 × 40 m, sunt despărțite între ele prin încăperi de deservire, de câte 15 metri lățime și înconjurate din trei părți cu ateliere (fig. 505).

Acoperișul fiecărei secții este executat din patru grinzi principale precomprimate, așezate paralel cu porțile (fig. 560, *a*); spațiul dintre ele și peretele din fund este acoperit cu fâșii de planșeu cu goluri, din elemente cu deschidere de circa 7 metri și cu secțiune transversală de 100×25 cm.

Grinzile principale sunt cu goluri; secțiunea grinzii principale de deasupra porții este dreptunghiulară (fig. 506, *b*); iar a celor trei grinzi intermediare este trapezoidală (fig. 506, *c*), cu baza mare la partea superioară.

Această alcătuire a grinzii este condiționată de faptul că secțiunea de beton din talpa inferioară ia parte numai foarte puțin la lucrul grinzii principale și lățimea ei este determinată mai ales de posibilitate așezării cablurilor de armătură pe când secțiunea betonului la partea superioară trebue să fie suficient de mare pentru ca efortul unitar dintr'însul să nu depășească pe cel admisibil. In afară de aceasta, betonul, așezat într'un strat subțire, folosește și ca placă de acoperiș. Secțiunea trapezoidală a grinzii principale are lățimea la partea superioară de circa 480 cm, micșorându-se în spre partea inferioară, până la 120 cm.

La grinda principală de deasupra porții (fig. 506, *d*), suprafața inferioară este executată orizontală, ceeace ușurează amenajarea ghidajelor pentru porți; partea superioară se găsește în planul acoperișului. La această grindă principală, spre deosebire de cele intermediare, peretele exterior trebue să fie vertical, iar distanța pe orizontală, dela reazemul fâșiilor până la centrul de greutate al secțiunii, pe cât posibil mai mică, pentru

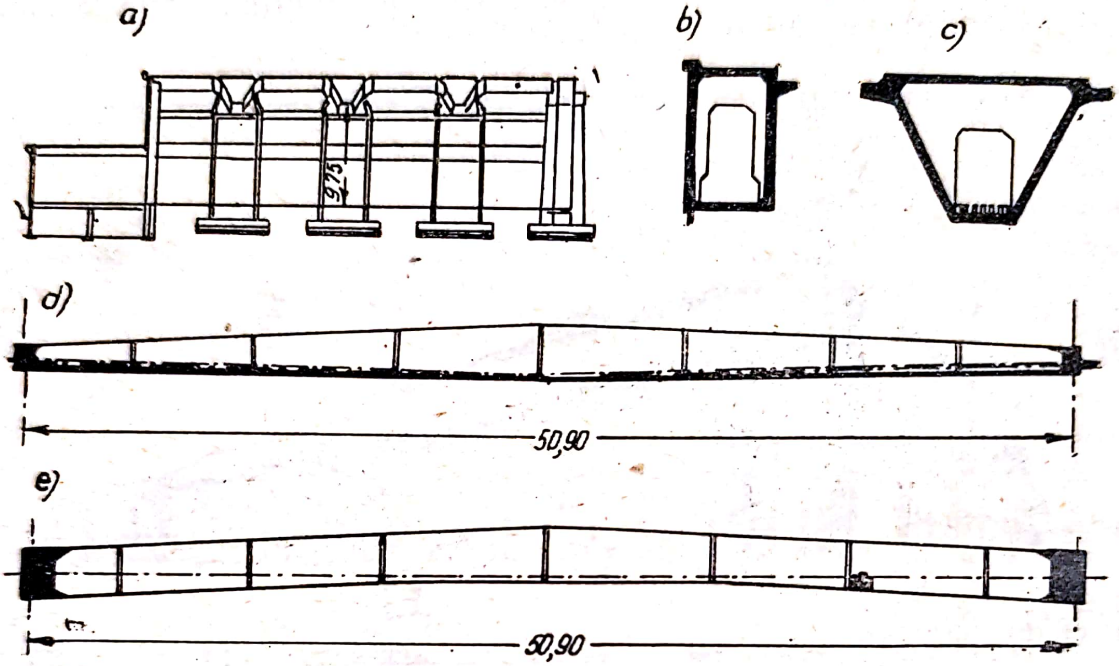


Fig. 506.

a se micșora momentele de răsucire, care pot fi destul de mari în acest loc, din cauza acțiunii unilaterale a încărcării. Aceste considerente au determinat alegerea unei secțiuni dreptunghiulare pentru grinda principală exterioară.

Înălțimea ei a rezultat ceva mai mică, iar în dreptul reazemelor nu depășește $^1/_{35}$ din deschidere.

Grinzile principale dela mijloc au talpa inferioară ridicată spre mijloc (fig. 506, *e*).

Presiunea orizontală a vântului asupra frontoanelor din față și din spate ale hangarului este preluată de către stâlpii puternici din fațadă (fig. 505), încastrați rigid în fundație.

Dintre detaliile constructive ale acestui acoperiș se menționează următoarele:

In interiorul grinzilor principale, aproximativ la fiecare 6—8 metri, sunt executate diafragme rigide, care măresc rezistența și stabilitatea la răsucire (mai ales la grinda principală de deasupra porții), delimitează lungimea pereților care sunt supuși flambajului (voalării) și preiau sarcina verticală dată de cablurile de armătură, așezate pe acestea. Diafragma dela mijlocul deschiderii preia și forța componentă verticală dela suprafața superioară a grinzii principale, care apare, din cauza frângerii acesteia, în acest punct.

Fascicolele de armătură, executate din coarde cu diametrul de 7 mm, sunt așezate în interiorul grinzii principale, la partea inferioară; în timp ce sunt întinse, nu vin în contact nicăieri cu betonul. Numai după ce toată armătura este preîntinsă, fascicolele se prind de diafragme și se acoperă cu beton.

Forță totală de întindere la grinda principală dela mijloc atinge 1460 tone, iar la cea de deasupra porții, 1100 tone. O astfel de forță de întindere se poate realiza datorită rigidității mari la flambaj a grinzii principale pe direcțiile verticală și orizontală, precum și datorită întăririi grinzilor principale, la capete, cu masive de beton, prevăzute cu o armătură puternică.

Betonul pentru grinzile principale s'a luat de marca 450—500 (cu un dozaj de ciment de 400 kg/cm³).

Grinda principală de deasupra porților s'a executat pe loc, folosind eșafodaje de lemn. Grinzile principale dela mijloc au fost betonate jos, iar după precomprimare au fost ridicate și montate pe stâlpi.

Grinda principală de deasupra porții s'a turnat pe loc, în special pentru a se obține o legătură monolitică solidă a acestei grinzi principale cu stâlpii.

Grinda principală dela mijloc, cu greutatea de circa 300 tone, executată pe pământ, între stâlpi, trebuia ridicată la o înălțime de 9 metri și montată pe acești stâlpi.

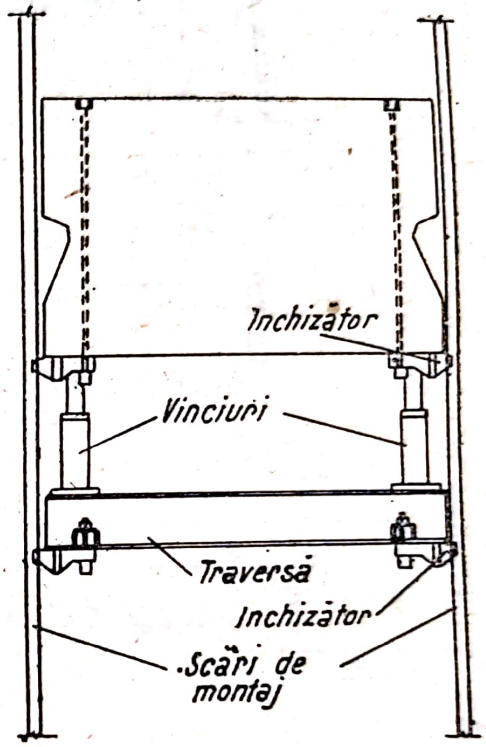


Fig. 507.

Ridicarea grinzii s'a făcut cu ajutorul unor vinciuri, folosind scări speciale de montaj, fixate pe stâlpii din beton armat și rezemate pe fundații (fig. 507).

Acest tip de hangare, la care se folosesc elemente prefabricate portante din beton precomprimat, în afară de avantajele pur tehnice, sunt economice, mai ales la construcțiile executate în serie, pe cale mecanizată. O mareînsemnătate îl prezintă faptul că ele pot fi executate mai repede decât cele monolite.

5. Suprafețe autoportante

La hangarele dinainte de război, cu acoperișuri din suprafețe autoportante lungi, era foarte complicată, din punct de vedere constructiv și al execuției, grinda cu zăbrele de deasupra porții. Elementele întinse ale acesteia (armătura) erau supuse la o preîntindere parțială, sub influența încărcării permanente (fig. 500, *a*). Această grindă atingea o înălțime constructivă destul de mare: peste $^1/_{10}$ din deschidere.

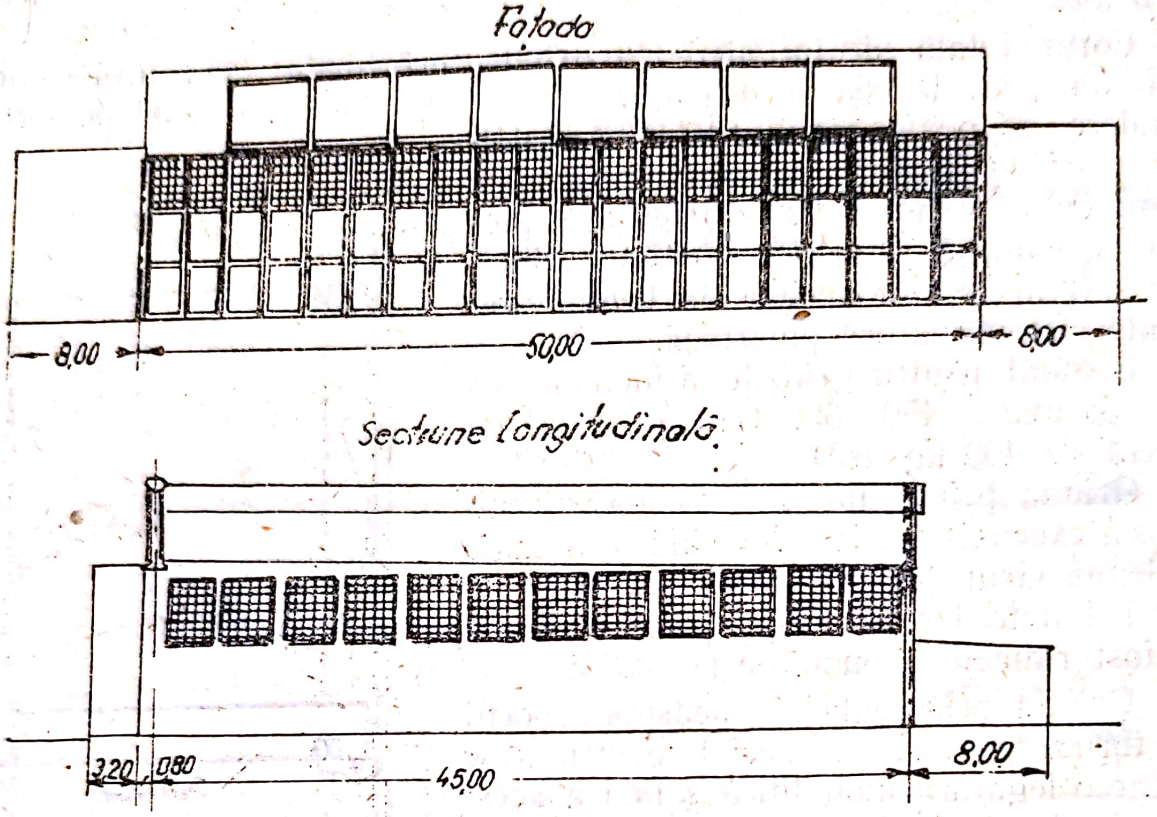


Fig. 508*a*. Vederea generală a hangarului atelier

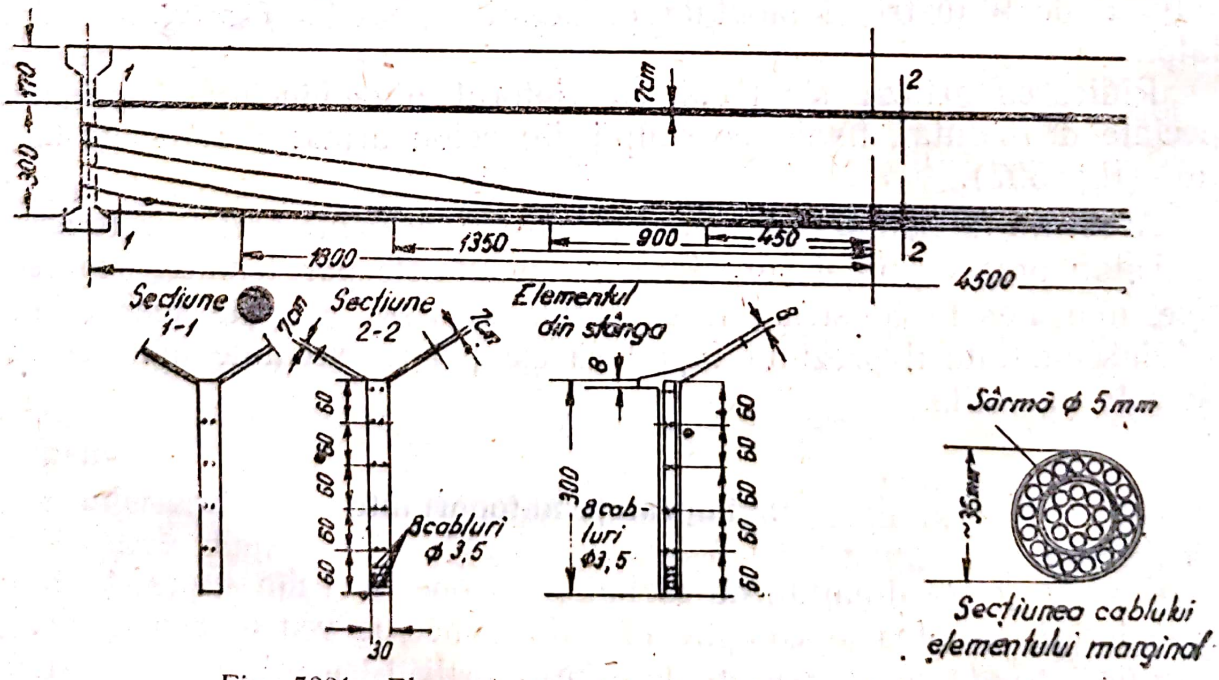


Fig. 508*b*. Elementul marginal al hangarului atelier

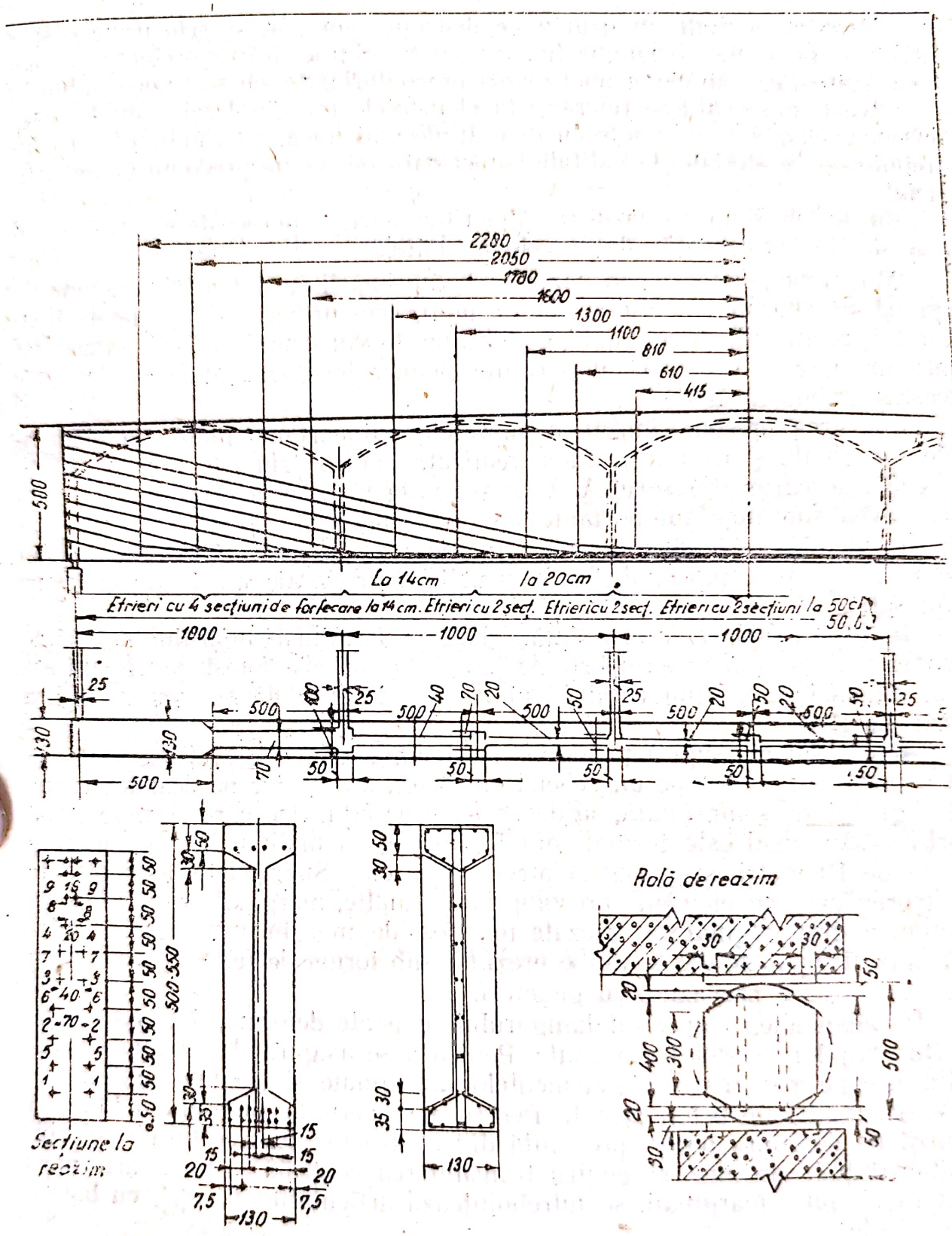


Fig. 508c. Grinda de deasupra porţii hangarului atelier

Micşorarea înălţimii grinzii de deasupra porţilor, şi prin urmare şi a înălţimii generale a hangarului, se poate obţine prin întrebuinţarea, în locul grinzii cu zăbrele, a unei grinzi precomprimate, cu secţiunea dublu T.

Aceste observaţii se referă şi la elementele marginale şi frontale, care deasemenea pot fi executate cu o înălţime mai mică, cu condiţia să se întrebuinţeze materiale de calitate superioară şi să fie precomprimate artificial.

In acelaşi timp, în cazul deschiderilor mari, toate aceste elemente sunt mai simple, ca execuţie, decât cele monolite.

Mai trebue notat că, în cazul precomprimării se pot mări deschiderile optime ale suprafeţelor autoportante lungi, prin urmare şi suprafeţele hangarelor, realizându-se totodată o înălţime de construcţie relativ mică, fapt care prezintă o deosebită importanţă pentru hangarele-ateliere, deoarece acestea trebue încălzite.

Folosirea precomprimării la suprafeţe autoportante lungi (la elementele marginale şi frontale), a fost realizată pentru prima dată în U.R.S.S. în 1937, de către profesorul A. A. Gvozdev, la un corp de clădire industrială care avea suprafeţe autoportante cu o deschidere de 40 m. Cu mult mai târziu, în 1940—41, s'au executat în India acoperişuri asemănătoare, din beton armat precomprimat, la construcţia unor garaje cu deschideri mari (tip săli).

In figura 508, *a—c* este dată schiţa proiectului hangarului-atelier, cu acoperiş din suprafeţe autoportante lungi, la care s'a folosit precomprimarea; dimensiunile hangarului în plan sunt de 50 × 45 m, iar înălţimea porţii de 10 metri.

Acoperişul din suprafeţe autoportante lungi şi fără nervuri se reazemă pe o parte (în spate) pe un schelet din beton armat, iar pe cealaltă parte, pe o grindă precomprimată, cu deschiderea de 50 metri, care acoperă golul porţii. Acoperişul este format din 5 suprafeţe cilindrice, cu deschiderea bolţii de 10 metri şi grosimea plăcii de 7 cm. Suprafeţele autoportante sunt prevăzute cu elemente precomprimate înalte, marginale şi frontale, cu secţiunea dreptunghiulară, aşezate mai jos de marginea suprafeţei autoportante. Timpanele din spate se prezintă sub formă de ferme, cu montanţi verticali şi sunt prevăzute cu geamuri.

Pe adâncime, acoperişul hangarului se poate deforma, datorită elasticităţii stâlpilor peretelui din spate. Pentru a se asigura deformaţia pe cealaltă direcţie, sub reazemele elementelor marginale şi frontale sunt executate articulaţii din beton armat. Pentru a se permite deformaţia liberă a grinzii de deasupra porţii, provenită din contracţie, temperatură şi efortul unitar iniţial, precum şi pentru transmiterea centrală a încărcării mari asupra stâlpilor marginali, se întrebuinţează articulaţii din oţel, cu balanciere (role).

In partea de faţă, sunt prevăzute, de fiecare parte a hangarului, locaşuri pentru porţi, executate sub formă de construcţie cu schelet. In interiorul hangarului, monoşinele se prind de elementele marginale.

Elementele frontale şi marginale se prezintă. ca grinzi cu secţiune dreptunghiulară de 300 × 30 cm. Precomprimarea acestor elemente şi a suprafeţelor autoportante s'a făcut cu vinciuri transportabile, care au întins fascicolele de armătură, aşezate una deasupra alteia, în partea întinsă

dela mijlocul deschiderii, de unde ele se îndoaie treptat în sus, după curbe line. La capăt, paharele lor de ancoraj se așează într'un plan vertical (într'unul sau în două rânduri), după cum se arată în figura 508, *b*. Prin ridicarea în sus a cablului, se realizează și preluarea eforturilor unitare de întindere, în zona superioară a betonului. Fiecare fascicol de armătură este format din 25 de coarde, cu diametrul de 5 mm și cu rezistența de rupere de 12 000 kg/cm². Fascicolul este închis într'o manta din tablă de învelitoare, ale cărei părți se îmbină prin suprapunere și se sudează astfel între ele, încât să nu permită pătrunderea în interior a mortarului de ciment, în decursul betonării. La capete, fascicolele de armătură sunt prevăzute cu pahare de ancoraj. In afară de aceasta, elementele frontale și marginale au și o armătură longitudinală și transversală din oțel obișnuit moale (St 0), montată constructiv; etrierii sunt calculați la eforturile unitare principale de întindere. Plăcile curbe sunt armate cu plase sudate.

Grinda de deasupra porții, cu deschidere de 51 metri, are o secțiune dublu T, care îndeplinește cel mai bine cerințele economice și estetice (fig. 508, *c*). Înălțimea grinzii, la mijlocul ei, atinge 5,5 metri; la capăt este ceva mai mică; tălpile superioare și inferioare, cu tăieturi oblice, au o lățime de 130 cm.

Grosimea inimii este variabilă, crescând dela mijlocul deschiderii spre capăt, în funcție mai ales de posibilitatea de a ridica în sus cablurile de armătură. In dreptul locurilor de contact a elementelor frontale și în spațiul dintre ele, inima este întărită cu nervuri, așezate vertical între tălpile superioare și inferioare; modificarea grosimii inimii se face în locurile de așezare a montanților de rigidizare.

Ca și la elementele frontale, fascicolele de armătură se ridică treptat, dinspre mijlocul deschiderii spre capătul grinzii. Ridicarea treptată a fascicolelor este necesară, pentru a se micșora frecarea care apare în locurile de îndoire, în timpul întinderii. Fiecare fascicol este format din 50 de coarde, de același fel.

Grinda de deasupra porții este armată deasemenea cu armătură constructivă, longitudinală și transversală, din oțel St 0. Numărul etrierilor s'a determinat prin calculul la eforturile unitare principale de întindere. Betonul s'a luat de marca 400.

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL XVII

METODE DE CONSOLIDARE A CONSTRUCȚIILOR DE BETON ARMAT

§ 89. CONSOLIDAREA ELEMENTELOR DE BAZĂ DE BETON ARMAT

Scopul consolidării este de a reface sau de a ridica capacitatea portantă și rigiditatea construcției.

Posibilitatea și utilitatea executării unor consolidări ale construcțiilor din beton armat, precum și alegerea metodei de consolidare, în fiecare caz în parte, depind de starea elementului, de cerințele de exploatare, de mărimile gabaritelor, precum și de costul executării consolidării, în comparație cu executarea unui element de construcție nou, în locul celui deteriorat.

Există două metode principale de consolidare a construcțiilor de beton armat: 1) mărirea secțiunii elementelor, prin adăugarea de material nou sau prin executarea unor cămăși de protecție, și 2) întrebuințarea construcțiilor metalice sau a elementelor din beton armat, de descărcare, care preiau o parte, iar uneori chiar toată încărcarea ce revine elementului de consolidat. Printre neajunsurile ultimei metode, se numără cheltuielile suplimentare de metal, destul de mari, și aglomerarea suprafeței utile. Pe de altă parte, prin întrebuințarea construcțiilor metalice de descărcare se poate însă asigura un ritm mult mai rapid al lucrărilor de consolidare.

In cele ce urmează, se va studia consolidarea elementelor din beton armat numai prin prima metodă[1]), care permite să se majoreze simțitor capacitatea portantă, atât a elementelor nedeteriorate, cât și a celor foarte deteriorate. Această metodă a fost verificată suficient, prin încercări de laborator și prin practica consolidării și a refacerii clădirilor și construcțiilor.

1. Consolidarea plăcilor

Plăcile planșeelor cu grinzi și plăcile continue, așezate peste grinzi metalice pot fi consolidate după următoarele scheme (fig. 509):

1. Dacă este posibil să se asigure o aderență bună între betonul nou și cel vechi, atunci peste partea superioară a plăcii se toarnă un strat de beton nou, cu o grosime de cel puțin 3 cm. Placa consolidată în acest fel este considerată ca monolită (fig. 509, *a*).

[1]) TNIPS: Indicațiuni cu privire la consolidarea construcțiilor de beton armat, Stroiizdat, 1942.

2. Dacă nu este posibil să se asigure o aderență suficientă între betonul nou și cel vechi, din cauză că acesta este uns cu ulei sau fiindcă placa este murdară pe o adâncime mare, atunci, peste ea se toarnă o placă nouă, cu o grosime de cel puțin 5 cm. Această placă se proiectează ca o placă de descărcare și se armează, pentru a prelua acțiunea momentelor din câmp

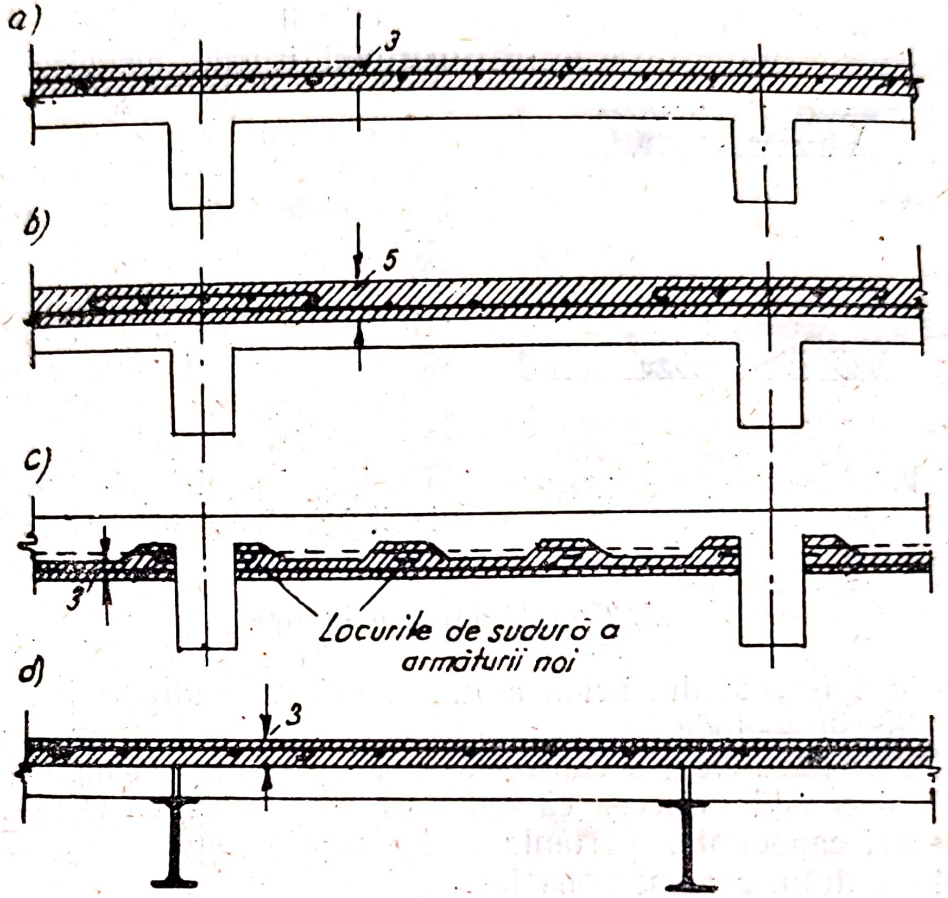


Fig. 509. Consolidarea plăcilor de beton armat

și dela reazeme, încărcarea utilă repartizându-se între placa veche și nouă, proporțional cu rigiditatea lor (fig. 509, *b*).

3. Dacă nu este posibil sau nu este rațional să se întărească plăcile la partea superioară (din cauza imposibilității de a desface pardoseala sau de a demonta utilajul), consolidarea se execută la partea inferioară, sudându-se la armătura existentă din câmp a plăcii, o armătură suplimentară din bucăți de armătură și aplicând deasupra un strat de beton torcretat, în grosime de cel puțin 2 cm; în locurile de sudură a noii armături, stratul de beton de acoperire se îndepărtează. In calcul, se consideră că ambele straturi de beton, cu armătura întărită, lucrează ca un tot monolitic (fig. 509, *c*).

4. Planșeele din plăci prefabricate de beton armat (netede sau cu nervuri) așezate pe grinzi metalice, se consolidează, turnându-se la partea superioară un strat de beton, cu grosimea de cel puțin 3 cm. Totodată, pentru a transforma placa consolidată într'o placă monolită continuă, trebue să fie asigurată o aderență satisfăcătoare a stratului nou de beton cu cel vechi și o umplere perfectă cu mortar a rosturilor dintre plăci. In cazul

când rosturile sunt înguste, se recomandă ştemuirea lor cu mortar vârtos (fig. 509, *d*).

Dacă în cazul plăcilor prefabricate nu este posibil să se asigure aderența betonului nou cu cel vechi, placa nouă, aşezată sus, cu grosimea de cel puțin 5 cm, este considerată ca o construcție de descărcare şi se armează după cum s'a indicat mai sus.

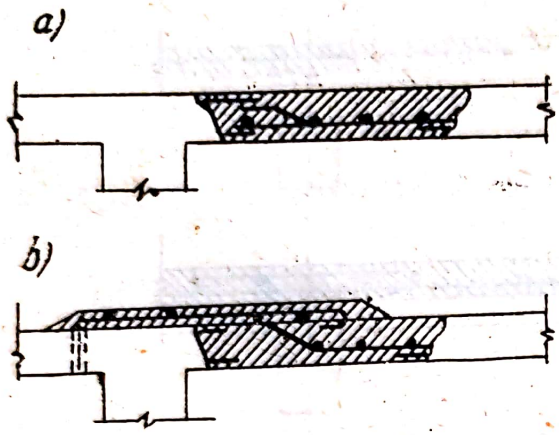


Fig. 510. Refacerea locurilor deteriorate ale plăcii

Găurile locale şi distrugerea unor porțiuni izolate ale plăcii se umplu cu beton, după curățirea şi adăugarea armăturii necesare. In acest caz, armătura care se adaugă se sudează la capetele ieşinde ale armăturii existente, pe reazim şi în câmp (fig. 510, *a*); deasemenea se mai poate ca armătura adăugată conform calculelor să fie montată la reazim peste placă şi să se ancoreze în orificii, executate în deschiderea plăcii vecine (fig. 510, *b*). In ultimul caz, grosimea plăcii la reazem se măreşte întrucâtva.

2. Consolidarea grinzilor

Grinzile obişnuite din beton armat şi grinzile cadrelor pot fi consolidate prin diferite metode.

Metoda de bază pentru consolidarea lor este metoda inginerului I. M. Litvinov[1]), şi constă în aceea că armătura suplimentară care se montează pentru a mări capacitatea portantă se leagă prin sudură de armătura desvelită a elementului care se consolidează.

Dacă este necesară o mică sporire a capacității portante a grinzii, este suficient să se mărească numai armătura de rezistență. In acest scop, la armătura existentă, desvelită pe stratul de protecție, se sudează în paralel nişte bare suplimentare. Ulterior se face tencuirea barelor cu mortar de ciment sau acoperirea lor cu beton torcretat (fig. 511, *a*). Sudarea barelor suplimentare trebue să se facă pe porțiuni, la fiecare 50—100 cm, direct la barele existente, sau folosind bucăți de armătură din oțel rotund, cu un diametru de 10—30 mm şi lungimea de 5—20 cm. In acest caz, înălțimea secțiunii elementului care se consolidează se măreşte cu 2—8 cm.

Dacă este necesar să se ridice mai mult capacitatea portantă, se măreşte înălțimea secțiunii în partea de jos, montându-se armătura de rezistență suplimentară (fig. 511, *b*), prin sudare la armătura longitudinală existentă a unor bare ridicate (călăreți) şi a unor etrieri verticali sau înclinați. Se recomandă ca diametrul armăturii transversale care se sudează să se ia între 12 şi 20 mm. Această armătură trebue să fie sudată prin alternare la diferite bare de armătură, preferând cele mai bine ancorate în beton.

[1]) JUJNII, I. M. Litvinov: Instrucțiuni pentru consolidarea şi refacerea construcțiilor din beton armat prin metoda inginerului Litvinov I. M., Harcov, 1948

Sudura se face prin sudură laterală, cu cordoane duble sau simple, pornind dela condiția ca aceste suduri și bare de armătură să fie de egală rezistență.

Lungimea minimă a cordoanelor de sudură se ia, în cazul cordonului dublu, egală cu 4 diametre ale barei care se sudează, iar în cazul celui simplu, egală cu 6 diametre.

In figura 512 este dat un exemplu de consolidare a unei grinzi (de cadru) cu două deschideri.

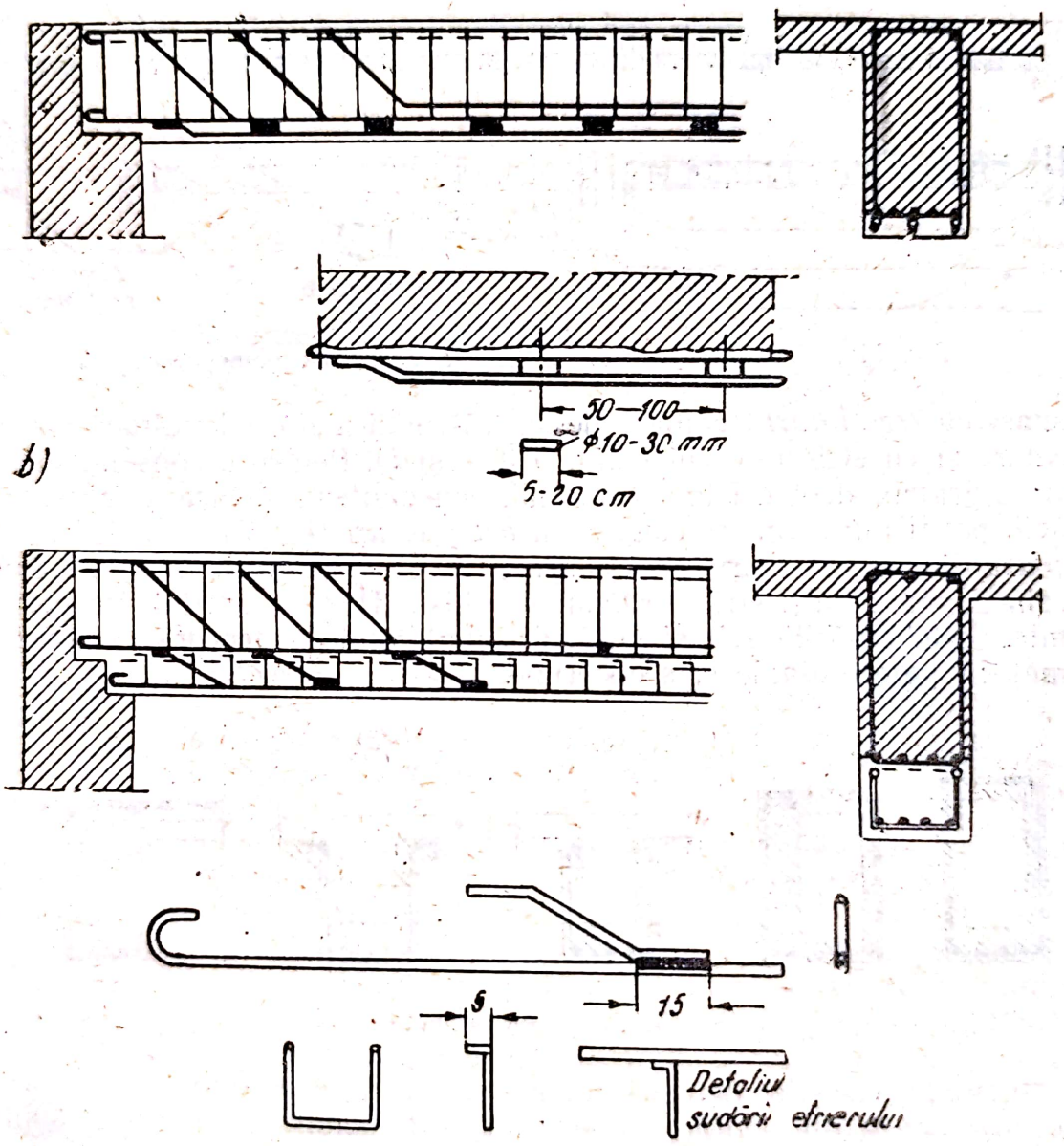


Fig. 511. Consolidarea grinzilor de beton armat

Dacă este necesar să se mărească simțitor rigiditatea și capacitatea portantă, atât la încovoiere, cât și la forțele tăietoare, precum și pentru consolidarea grinzilor foarte deteriorate, se execută învelișuri sau *cămăși* din *beton armat* (fig. 513).

Dacă *secțiunea este dreptunghiulară,* armătura longitudinală suplimentară se așează la fața superioară și inferioară a grinzii (sau numai pe una dintre ele), cu etrieri, care cuprind grinda consolidată (fig. 513, *a);* o parte

din armătura longitudinală poate fi ridicată sub formă de bare înclinate. Dacă înălțimea grinzii este limitată, aceasta poate să capete o lărgire unilaterală (fig. 513, *b*), cu montarea armăturii longitudinale suplimentare și a etrierilor care o cuprind.

In cazul secțiunii T independente sau a celei care intră în componența unui planșeu cu grinzi, grinzile longitudinale și grinzile cadrelor se consolidează prin executarea unor cămăși de beton armat. Pot fi întrebuințate

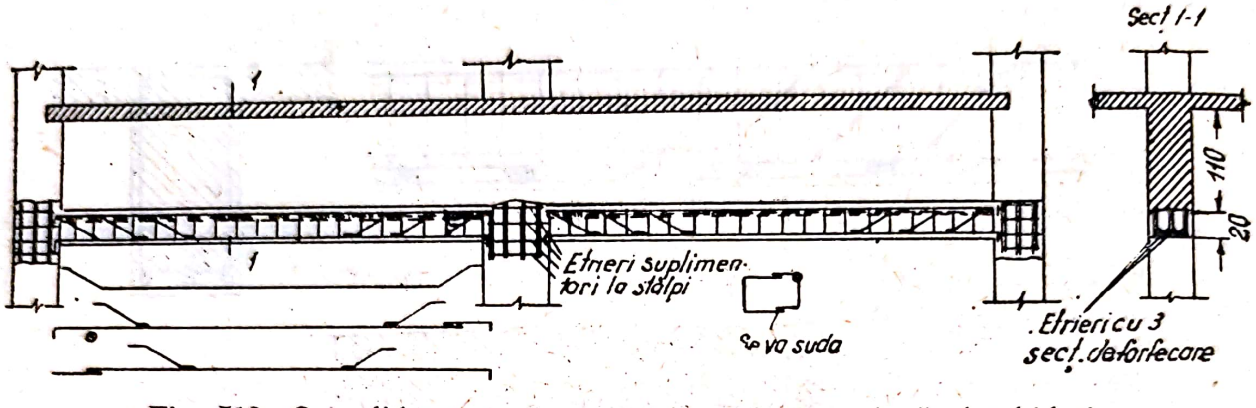


Fig. 512. Consolidarea unei grinzi de cadru cu două deschideri

cămăși cu *trei laturi* (cămăși deschise) cu armătura longitudinală suplimentară și cu etrieri deschiși (fig. 513, *c* și *d*). Pentru o consolidare și mai bună a grinzii, deobicei în cazul când, concomitent, se face și consolidarea plăcii, pot fi întrebuințate cămăși cu *patru laturi* (fig. 513, *e*). In acest caz, o parte din etrieri cuprind secțiunea grinzii și trec prin orificiile executate în placă, iar ceilalți etrieri rămân deschiși. Dacă gabaritul încăperii este limitat, este posibilă și aici o lărgire unilaterală a nervurii, cu montarea armăturii longitudinale și a etrierilor.

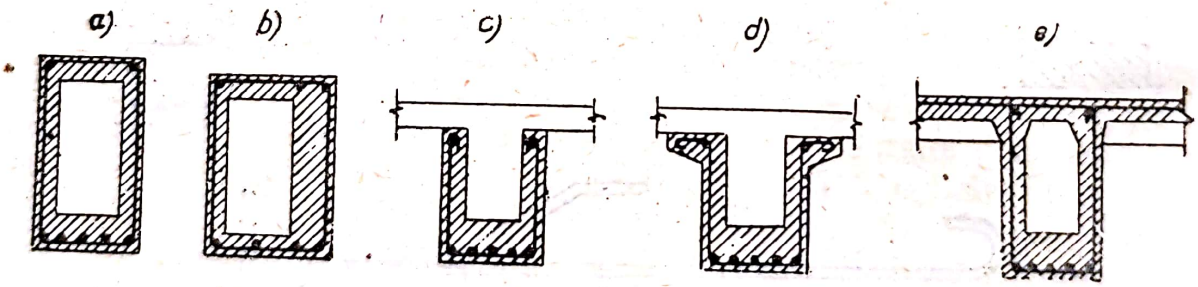


Fig. 513. Cămăși de beton armat

In toate cazurile de consolidare prin adăugare dintr'o singură parte (de jos) sau prin executarea unei cămăși de beton armat, barele suplimentare trebue să fie solid ancorate la reazime prin sudură la capetele armăturii existente (ridicată sub un unghiu de 45°—30°), prin sudarea unor călăreți la armătura veche și nouă, sau prin sudarea capetelor barelor la armătura stâlpilor, așezând în aceste porțiuni ale stâlpilor, etrieri suplimentari.

In grinzi pot fi deteriorări locale, care se prezintă sub forma unor fisuri izolate sau grupate pe o lungime redusă, care atrag după sine o pierdere parțială a capacității portante a grinzii. In aceste cazuri, este suficientă *o consolidare locală a grinzii*, care poate fi executată în diferite feluri.

Dacă există fisuri înclinate, din cauza insuficienții armăturii transversale se pot monta în locurile unde apar fisurile, etrieri verticali (fig. 514, *a*) sau înclinați (fig. 514, *b*) din oțel lat sau rotund. Aceștia se strâng cu piulițe sau se execută sudați, întinzându-se prin baterea unor pene metalice. Dacă există fisuri verticale sau fisuri înclinate cu o pantă mare, pe o lungime destul de mare a grinzii (fig. 514, *c*), sub etrierii care se montează, trebuesc prevăzute corniere sau bucăți de oțel U. Etrierii, cornierele, etc.

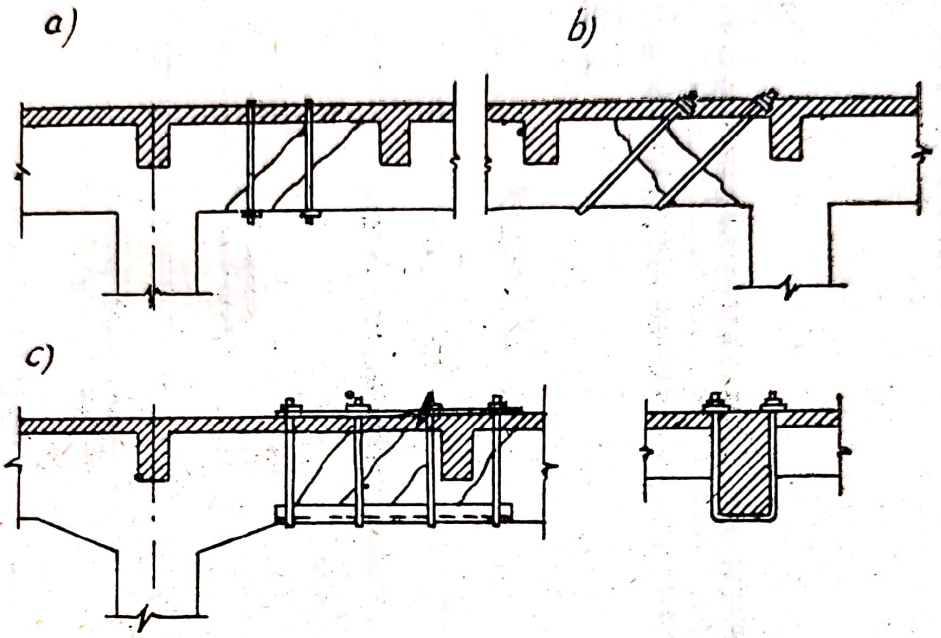


Fig. 514. Consolidări locale ale grinzilor

se tencuesc cu mortar de ciment aplicat peste o plasă metalică sau se acoperă cu beton torcretat.

3. Consolidarea stâlpilor

Consolidarea stâlpilor de beton armat se execută deobicei prin amenajarea cămășilor armate cu bare longitudinale și etrieri (fig. 515, *a*) sau cu spirale (fig. 515, *b*), de care se ține seamă în calcule.

Distanța între etrieri se ia cel mult de 10 ori diametrul armăturii suplimentare longitudinale. In locurile unde cămașa vine în contact cu planșeele sau cu fundația, distanța între etrieri se micșorează la jumătate, pe o lungime egală cu dimensiunea minimă a secțiunii transversale a stâlpului.

Grosimea pereților cămășii trebue să fie de cel puțin 5 cm, dacă ea se execută în cofraj, și de cel puțin 3 cm, dacă se execută prin torcretare. Inainte de consolidare, colțurile stâlpilor trebue sparte.

Dacă executarea cămășii de beton armat cu patru laturi prezintă dificultăți (în dreptul rosturilor de dilatație, la stâlpii *nedegajați* etc.), atunci acești stâlpi se consolidează mărindu-le secțiunea dintr'o parte sau din două părți, după metoda lui Litvinov. In acest caz, dacă este necesară o majorare neînsemnată a capacității portante, putem să ne rezumăm la sudura armăturii longitudinale suplimentare, prin intermediul unor bu-

căți de oțel (fig. 516, *a*); dacă este necesară o consolidare mai bună, secțiunea stâlpului se mărește cu cel puțin 10 cm, și armătura suplimentară se îmbină cu cea veche, prin intermediul unor etrieri sudați (fig. 516, *b*).

Consolidarea stâlpului poate să se facă atât pe toată înălțime, cât și local, în porțiunile mai solicitate sau mai deteriorate; în cazul consolidării locale, cămașa se trece dincolo de limitele porțiunii deteriorate, în ambele

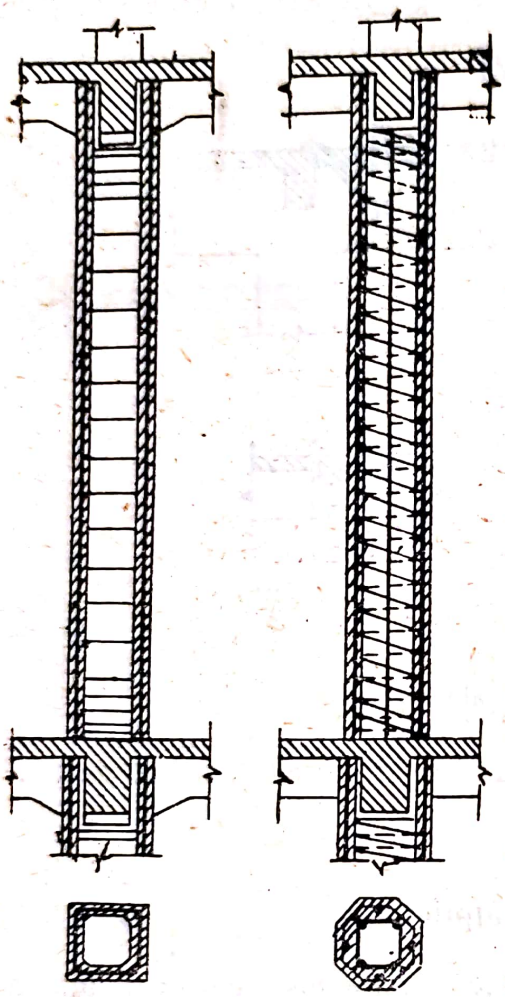


Fig. 515. Consolidarea stâlpilor prin cămăși

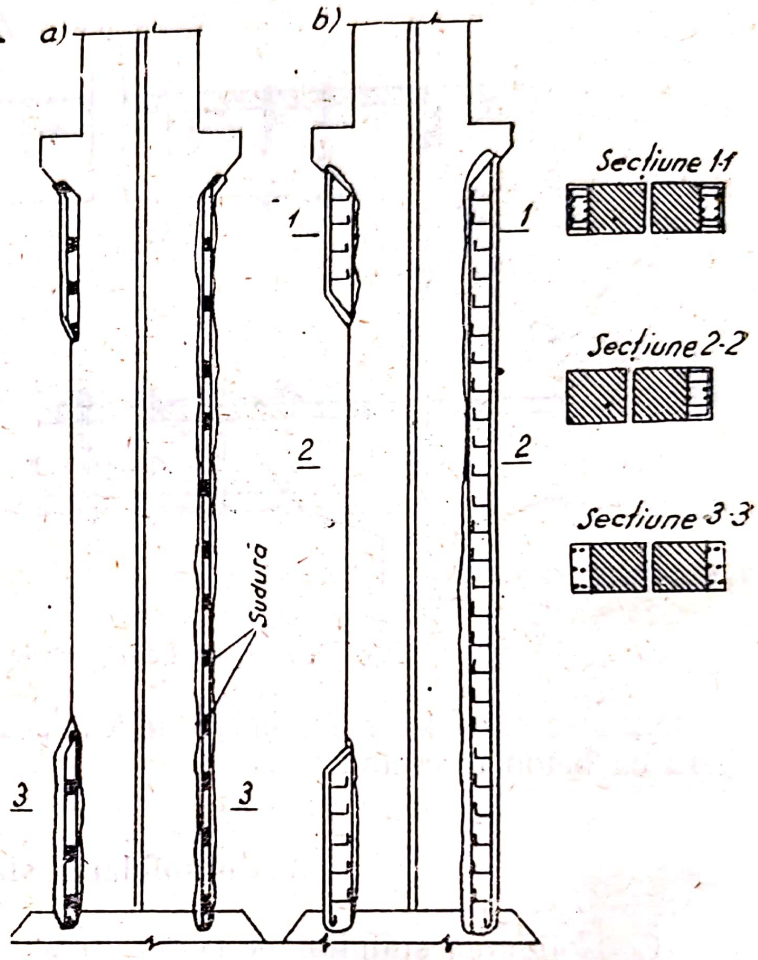


Fig. 516. Consolidarea stâlpilor după metoda Litvinov

sensuri, pe o lungime egală cu dimensiunea minimă a secțiunii, însă de cel puțin 50 cm.

In cazul consolidării stâlpilor care merg pe mai multe etaje, pentru trecerea armăturii verticale și ușurarea betonării, se fac găuri în placa planșeului, iar în limitele de intersecție a grinzilor (principale) cu stâlpul, se execută o lărgire a stâlpului.

4. Consolidarea fundațiilor stâlpilor

In funcție de mărimea încărcărilor suplimentare care se transmit prin stâlpi, fundațiile pot fi consolidate fără a se mări suprafața tălpii (fig. 517, *a*), sau mărindu-se suprafața tălpii (fig. 517, *b*). Deasemeni poate fi

necesară executarea unor piloți suplimentari și amenajarea unor cuzineți de beton armat, pentru transmiterea încărcărilor asupra piloților (fig. 518). In toate cazurile, partea inferioară a stâlpului se consolidează printr'o cămașă de beton armat.

Pentru asigurarea aderenței betonului nou cu cel vechi, suprafețele fundațiilor piramidale și în trepte se prelucrează, după cum se arată mai jos (§ 90, punctul 2). Deosebit de aceasta, în beton se taie șanțuri verticale de 5 cm adâncime.

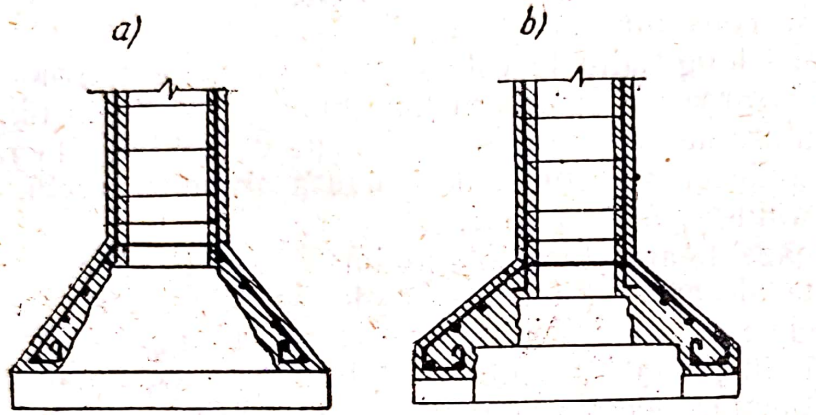


Fig. 517. Consolidarea fundațiilor așezate pe pământ

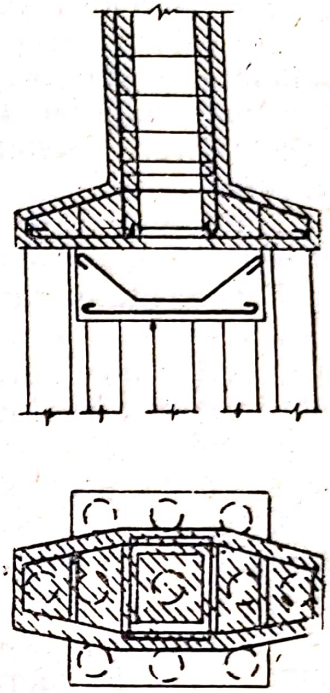


Fig. 518. Consolidarea fundațiilor așezate pe piloți

5. Consolidarea planșeelor

Planșeele cu grinzi din beton armat și planșeele cu grinzi metalice se consolidează urmând întocmai indicațiunile pentru consolidarea plăcilor și a grinzilor. Grinzile metalice se consolidează prin betonare, cu introducerea armăturii și a etrierilor flexibili.

§. 90. PARTICULARITĂȚILE CALCULULUI ȘI EXECUȚIEI LUCRĂRILOR

1. Particularitățile calculului

Elementele nedeteriorate ale construcțiilor din beton armat, care se consolidează prin adăugire sau prin amenajarea cămășilor, se calculează ca elemente monolite, la încărcarea sporită totală, independent de mărimea eforturilor în elementul de construcție, înainte de consolidarea lui. Elementele *deteriorate* sau defectuoase, consolidate ca mai sus, se consideră deasemeni ca elemente monolite și se calculează la încărcarea sporită totală. Excepție fac cazurile când elementul nu poate fi refăcut complet, de exemplu atunci când porțiunile de beton, deteriorate de foc (în cazul incendiului) sau din cauza acțiunii de lungă durată a temperaturilor înalte, nu pot fi înlocuite cu un beton de calitate pentru consolidare. Deasemeni, în cazul unei deteriorări destul de serioase a armăturii vechi, prin coroziune, sau în

cazul reducerii rezistenței betonului, din cauza acțiunilor agresive sau de alt gen. In aceste cazuri, trebue să se țină seamă de capacitatea portantă redusă a elementului care se consolidează, în funcție de caracterul și de gradul deteriorării lui.

In calculul secțiunii elementelor care se consolidează prin adăugare unilaterală, lățimea rămâne neschimbată, iar înălțimea utilă se mărește: în cazul unei majorări reduse a capacității portante, cu 2—8 cm; iar în cazul unei majorări însemnate a acesteia, cu 10 cm și mai mult (mai rar peste 20 cm).

Cantitatea de armătură longitudinală suplimentară se determină ținându-se seamă de armătura veche, luându-se noua înălțime de calcul a secțiunii elementului care se consolidează.

La calculul armăturii longitudinale este necesar să se țină seamă de posibilitatea unei oarecari arderi a armăturii longitudinale vechi, în timpul sudurii barelor suplimentare de consolidare. In funcție de calitatea lucrărilor de sudură electrică, reducerea secțiunii de calcul a armăturii vechi, din cauza arderii, poate să ajungă până la 25%.

Etrierii care se sudează la armătura longitudinală, scurtăturile, barele înclinate și alte elemente ale armăturii transversale se calculează convențional la forfecare și trebue să preia în întregime eforturile unitare de alunecare, care acționează în planul de îmbinare. In acest caz, ținându-se seamă de unele suprasolicitări locale la repartiția eforturilor în element, este necesar ca secțiunea rezultată din calcul a armăturii transversale, care se sudează, să se majoreze cu cel puțin 25%.

In unele cazuri, este posibilă executarea unor elemente precomprimate de descărcare, ceeace trebue să fie considerat în calcul.

In cazul consolidării grinzilor continue și a grinzilor cadrelor, se admite să se facă calcul și consolidarea secțiunilor din câmp, considerându-le ca elemente simplu rezemate, cu o singură deschidere, ținându-se seamă de redistribuirea plastică a eforturilor în elementele de construcții static nedeterminate.

La executarea plăcii de descărcare, la montarea grinzilor metalice de repartiție, executarea grinzilor de descărcare etc., eforturile în elementele vechi și în cele suplimentare trebue să fie determinate conform regulilor statice.[1])

2. Particularitățile execuției lucrărilor

Lucrările pentru consolidarea și refacerea construcțiilor din beton armat trebue să se facă cu o rigurozitate excepțională și cu respectarea tuturor regulilor tehnicei securității.

Amplasarea tuturor felurilor de consolidări nu trebue să îngreuneze sau să incomodeze lucrările pentru curățirea betonului armat, sudura și legarea armăturii suplimentare de consolidare, montarea cofrajelor și betonarea sectoarelor de consolidare.

Sectoarele deteriorate mult trebue să fie îndepărtate sau curățite. Este vorba de sectoarele unde este distrusă complet legătura dintre armătură și

[1]) *N. M. Onufriev:* Consolidarea construcțiilor de beton armat, prin modificarea schemei lor constructive, Stroiizdat, 1949.

beton, de sectoarele deteriorate prin golurile care s'au format din cauza execuției defectuoase a lucrărilor, precum și de betonul care și-a pierdut rezistența, din cauza cedării în zona comprimată, din cauza acțiunii temperaturilor înalte în timpul incendiului, din cauza diferitelor acțiuni agresive etc.

Betonul care și-a pierdut rezistența se îndepărtează complet, până la adâncimea unde acesta nu se mai sfărâmă și nu produce un sunet surd, atunci când este lovit cu ciocanul.

In cazul când volumul lucrărilor de consolidare este redus, îndepărtarea betonului deteriorat se face folosind dalta și ciocanul greu; în cazul când volumul lucrărilor este mare, se vor folosi ciocane de abataj, ciocane electrice sau alte scule mecanizate.

Curățirea betonului deteriorat trebue să se facă cu grijă, fără a admite deteriorarea părților învecinate întregi ale elementului de construcție.

In locurile de sudură a armăturii suplimentare, se îndepărtează stratul de acoperire al betonului și se desgolesc barele longitudinale ale armăturii existente, până la jumătatea secțiunii lor. Indepărtarea stratului de acoperire dinspre partea zonei întinse nu influențează în mod apreciabil asupra rezistenței elementului care se consolidează. Indepărtarea stratului de acoperire din partea zonei comprimate însă, provoacă din contra o reducere provizorie a capacității portante a construcției. Deaceea, îndepărtarea lui trebue făcută cu o precauție specială, amenajându-se în prealabil, sprijiniri, în cazurile necesare.

Barele de armătură desgolite vor fi curățite bine de impurități, rugină sau scorii, cu perii de oțel sau prin alte metode. Dacă barele de armătură sunt deteriorate destul de serios de coroziune, pojghița deteriorată se îndepărtează cu dalta sau ciocanul, iar după aceea se curăță cu perii de oțel. Locurile de aplicare a cordoanelor de sudură trebue să se curețe cu cea mai mare grijă.

Montarea armăturii pregătite se face după prelucrarea suprafețelor de contact al betonului vechi și cel nou. Pentru a se asigura o aderență bună a betonului nou cu cel vechi, se îndepărtează de pe suprafața betonului tencuiala, bucățile de beton deteriorate sau deslipite, molozul, praful etc. Apoi, în locurile unde stratul de acoperire nu se îndepărtează, suprafața betonului se crestează cu dalta și se prelucrează cu peria metalică.

După montarea armăturii, suprafața betonului se spală cu apă sub presiune și apoi se menține în stare umedă, până în momentul aplicării stratului de beton nou.

Imediat înainte de betonare, trebue să fie îndepărtată de pe suprafețele orizontale ale betonului vechi, toată apa rămasă.

Montarea cofrajelor se face de regulă, după montarea armăturii. Deobiceí, cofrajul se suspendă de armătura de consolidare. Pentru o comodă turnare a betonului în cofraje, se execută pâlnii de turnare, care se așează dealungul grinzii, la distanțe de 1,0—1,5 m una de alta, sau se folosește un jghiab continuu de turnare, pe toată lungimea cofrajului.

Pentru a se asigura cât mai rapid darea în exploatare a construcțiilor care se consolidează, este rațional să se folosească cimenturi cu marca de cel puțin 300.

Scanned with OKEN Scanner

Dimensiunea granulelor agregatului mare al betonului nu trebue să depășească jumătate din grosimea minimă a stratului care se betonează și $^3/_4$ din distanța minimă dintre barele de armătură. In unele cazuri, când armătura este foarte deasă, se recomandă să se întrebuințeze în loc de beton un mortar, cu o rezistență care să nu fie mai mică decât cea cerută de proiectul de consolidare.

In cazul turnării manuale, cu îndesare obișnuită manuală și cu o minuțioasă ciocănire a cofrajului, consistența betonului trebue să fie plastică: tasarea trunchiului de con trebue să fie de cel puțin 10 cm, iar în cazul vibrării interioare, de cel puțin 3 cm.

Betonarea straturilor subțiri, de 2—8 cm grosime, trebue să se facă prin torcretare sau tencuire cu mortar, de rezistența cerută.

La contracția betonului nou, se creiază condiții favorabile pentru formarea fisurilor în locurile unde acesta vine în contact cu betonul vechi. La elementele comprimate și în zona comprimată a elementelor care lucrează la încovoiere, aceasta nu are o însemnătate esențială. In acele zone ale elementului, unde prin rostul de îmbinare a betonului nou cu cel vechi se transmit forțe tăietoare mari, este posibilă formarea fisurilor pătrunse, periculoase pentru rezistența construcției. Pentru a micșora contracția, trebue să se întrebuințeze beton de o consistență pe cât posibil mai vârtoasă, cu o minuțioasă îndesare prin vibrare.

Sub acest raport, se poate obține o îmbunătățire esențială prin întrebuințarea betonului care nu dă contracții, ci se dilată puțin și care a fost verificat deja în practică.[1]) Ca rezultat al dilatării, betonul nou va veni în contact strâns cu suprafața pregătită a betonului vechi și va conlucra bine cu acesta.

Cimentul expansiv poate fi recomandat pentru consolidarea elementelor supuse la sarcini dinamice.

In scopul asigurării unei creșteri normale a rezistenței betonului, este necesar, cel puțin în primele 7 zile, ca acesta să fie udat zilnic.

[1]) *V. V. Mihailov:* Refacerea construcțiilor de beton armat, cu folosirea cimentului expansiv, Stroiizdat. 1945.

Scanned with OKEN Scanner

ANEXA I.

GREUTATEA SPECIFICĂ APARENTĂ A DIFERITELOR MATERIALE

(în t/m³)

Fier turnat şi oţel	7,85
Stejar cu umiditate naturală	1,00
Stejar uscat în aer	0,75
Brad, molift cu umiditate naturală	0,85
Brad, molift uscat în aer	0,60
Argilă	1,60—2,00
Nisip	1,60—2,00
Granit, sienit, porfir	2,70
Calcar	2,50
Gresie	2,40
Piatră ponce	1,40
Tufă de Artic	1.30
Pietriş uscat	1,80
Pietriş umed	2,00
Piatră spartă de granit, umedă	2,00
Piatră spartă de granit, uscată	1,80
Spărtură de cărămidă	1,20
Sticlă	2,60
Asfalt	1,80
Xilolit	1,00
Asbociment (eternit)	1,80—2,30
Plăci de ipsos	1,10
Mortar de ciment	2,10
Mortar de var cu ciment	1,90
Mortar de var	1,80
Zidărie de cărămidă, din cărămidă găurită	1,30
Zidărie de cărămidă, din cărămidă poroasă	1,10
Zidărie de cărămidă, din cărămidă poroasă găurită	1,00
Zidărie de cărămidă, din cărămidă obişnuită executată cu mortar de var	1,60
Zidărie de cărămidă, din cărămidă obişnuită executată cu mortar de ciment	1,80
Zidărie de cărămidă, din cărămidă silico-calcară	1,80
Zidărie din blocuri de beton cu goluri, având 30% goluri	1,10
Zidărie din blocuri izolatoare din zgură	1,20—1,50
Beton cu pietriş sau piatră spartă din roce naturale, nevibrat	2.20—2,30
Beton cu pietriş, vibrat	2,30—2,50
Beton cu alicărie de cărămidă	1,80
Beton cu zguri granulate, etc.	1,10—1,20
Beton cu zgură de cazan	1,35—1,45
Beton cu piatră ponce, cu zguri uşoare de furnale, etc.	0,80—1,00
Beton spumos (gaz-beton) de izolaţie	0,30—0,50
Beton spumos de construcţie (de umplutură)	0,60—1,20
Beton armat obişnuit, turnat şi îndesat manual	2,40

Scanned with OKEN Scanner

Idem, în cazul îndesării cu vibratorul sau prin centrifugare	2,60
Beton armat obișnuit, cu alicărie de cărămidă, turnat și îndesat manual	2,00
Idem, în cazul vibrării sau centrifugării	2,15
Beton armat cu cheramzit sau zguri	1,50—1,80
Beton armat cu piatră ponce sau tufuri vulcanice	1,10—1,50
Izolație din plută, în plăci	0,25
Fibrolit	0,35—0,50
Stufit (din stuf)	0,20—0,36
Solomit (din paie)	0,22—0.36
Plăci de turbă	0,25—0,30
Sfagnum îndesat	0,30
Rumeguș de lemn	0,15—0,30
Carton de asbest	1,00—1,25
Cheramzit	0,20—1,00
Zgură de furnal granulată	0,60
Zgură de cazan	0,80
Vată de zgură îndesată	0,40
Morozin*)	0,30
Șevelin dublu*)	0,25

*) Materiale izolatoare (N. R.).

ANEXA II.

MOMENTELE ȘI FORȚELE TĂIETOARE DIN GRINZILE CONTINUE CU DESCHIDERI EGALE, ÎN CAZUL ÎNCĂRCĂRII CU SARCINI UNIFORM DISTRIBUITE ȘI ÎN CAZUL ÎNCĂRCĂRII CU SARCINI CONCENTRATE

Pentru sarcini uniform distribuite

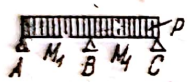
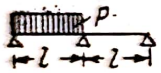
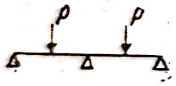
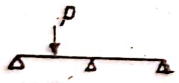
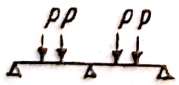
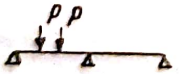
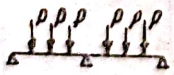
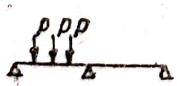
$$M = kpl^2 \text{ și } Q = k_1 pl$$

Pentru sarcini concentrate,

$$M = kPl \text{ și } Q = k_1 P$$

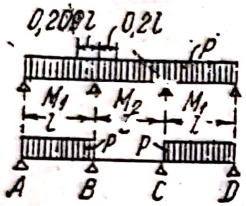
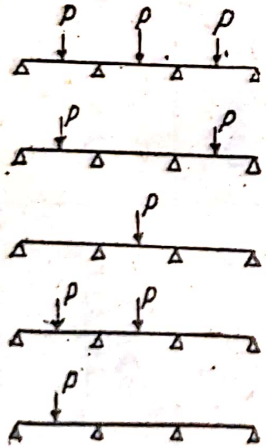
k și k_1 sunt coeficienții respectivi din tabelă.

Grinzi cu două deschideri.

Schema încărcării	Momentele din câmp		Momentele din reazim	Forțele tăietoare			
	M_1	M_2	M_B	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C
	0,070	0,070	—0,125	0,375	—0,625	0,625	0,375
	0,096	—0,025	—0,063	0,437	—0,563	0,063	—0,063
	0,156	0,156	—0,188	0,312	—0,688	1,688	0,312
	0,203	—0,047	—0,094	0,406	—0,594	0,094	—0,094
	0,222	0,222	—0,333	0,667	—1,334	1,334	0,667
	0,278	—0,056	—0,167	0,833	—1,167	0,167	—0,167
	0,266	0,266	—0,469	1,042	—1,958	1,958	1,042
	0,383	—0,117	—0,234	1,266	—1,734	0,234	—0,234

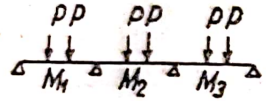
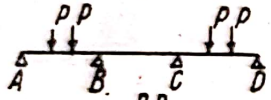
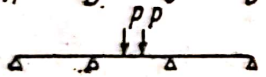
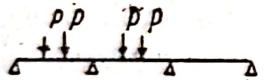
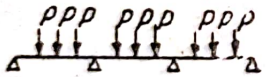
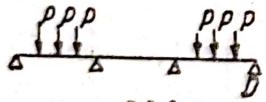
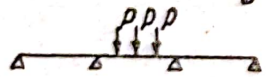
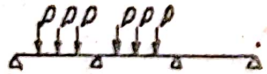
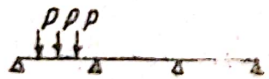
ANEXA II.

Grinzi cu trei deschideri

Schema încărcării	Momentele din câmp		Momentele din reazim		Forţele tăietoare					
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C^{st}	Q_C^{dr}	Q_D
	0,080	0,025	—0,100	—0,100	0,400	—0,600	0,500	—0,500	0,600	0,400
	0,101	—0,050	—0,050	—0,050	**0,450**	—0,550	0,000	0,000	0,550	0,450
	—0,025	**0,075**	—0,050	—0,050	—0,050	—0,050	0,500	—0,500	0,050	—0,050
			—0,117	**—0,033**	0,383	**—0,617**	**0,583**	—0,417	0,033	—0,033
			— 0,067	**0,017**	0,433	—0,567	0,083	0,083	—0,017	0,017
	0,175	0,100	—0,150	—0,150	0,350	—0,650	0,500	—0,500	0,650	0,350
	0,213	—0,075	—0,075	—0,075	**0,425**	—0,575	0,000	0,000	0,575	0,425
	—0,038	**0,175**	—0,075	—0,075	—0,075	—0,075	0,500	—0,500	**0,075**	—0,075
			—0,175	—0,050	0,325	—0,675	—0,625	—0,375	0,050	—0,050
			—0,100	0,025	0,400	—0,600	0,125	0,125	—0,025	0,025

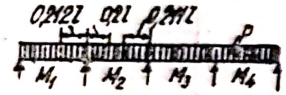
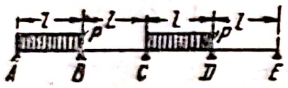
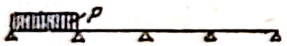
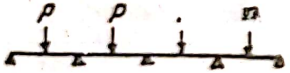
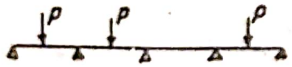
Scanned with OKEN Scanner

Grinzi cu trei deschideri

Schema încărcării	Momentele din câmp		Momentele din reazim		Forțele tăietoare					
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C^{st}	Q_C^{dr}	Q_D
	0,244	0,067	—0,267	—0,267	0,733	—1,267	1,000	—1,000	1,267	0,733
	**0,289**	—0,133	—0,133	—0,133	**0,866**	—1,133	0,000	0,000	1,133	0,866
	—0,044	**0,200**	—0,133	—0,133	—0,133	—0,133	1,000	—1,000	0,133	—0,133
			**—0,311**	—0,089	0,689	**—1,311**	**1,222**	—0,778	0,089	—0,089
			—0,178	0,044	0,822	—1,178	0,222	0,222	—0,044	0,044
	0,313	0,125	—0,375	—0,375	1,125	—1,875	1,500	—1,500	1,875	1,125
	0,406	—0,188	—0,188	—0,188	**1,313**	—1,688	0,000	0,000	1,688	1,313
	—0,094	**0,313**	**—0,188**	—0,188	—0,188	—0,188	1,500	—1,500	0,188	—0,188
			**—0,437**	—0,125	1,063	**—1,938**	**1,812**	—1,188	0,125	—0,125
			—0,250	0,062	1,250	—1,750	0,312	0,312	—0,062	0,062

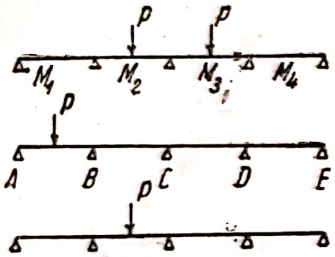
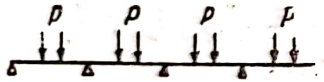
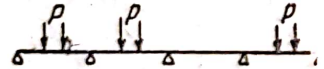
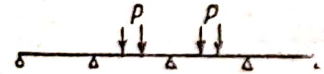
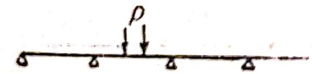
Scanned with OKEN Scanner

Grinzi cu patru deschideri

Schema încărcării	Momentele din reazime				Momentele din reazime			Forțele tăietoare							
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C^{st}	Q_C^{dr}	Q_D^{st}	Q_D^{dr}	Q_E
	0,077	0,036	0,036	0,077	—0,107	—0,071	—0,107	0,393	—0,607	0,536	—0,464	0,464	—0,536	0,607	0,393
	**0,100**	—0,045	**0,081**	—0,023	—0,054	—0,036	—0,054	**0,446**	—0,554	0,018	0,018	—0,482	—0,518	0,054	—0,054
					—0,121	—0,018	—0,058	0,380	**—0,620**	**0,603**	—0,397	—0,040	—0,040	0,558	0,442
					—0,036	**—0,107**	—0,036	—0,036	—0,036	0,429	**—0,571**	0,571	—0,429	0,036	—0,036
					—0,067	0,018	—0,004	0,433	—0,567	0,085	0,085	—0,022	—0,022	0,004	—0,004
					—0,049	—0,054	0,013	—0,049	—0,049	0,496	—0,504	0,067	0,067	—0,013	0,013
	0,169	0,116	0,116	0,169	—0,161	—0,107	—0,161	0,339	—0,661	0,553	—0,446	0,446	—0,553	0,661	0,339
	0,210	—0,067	0,183	—0,040	—0,080	—0,054	—0,080	**0,420**	—0,580	0,027	0,027	0,473	—0,527	0,080	—0,080
					**—0,181**	—0,027	—0,087	0,319	**—0,681**	**—0,654**	—0,346	—0,060	—0,060	0,587	0,413

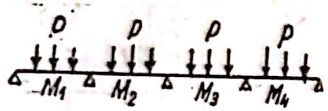
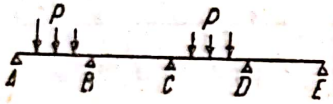
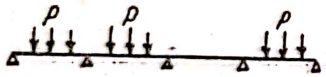
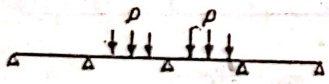
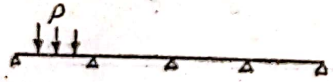
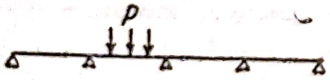
Scanned with OKEN Scanner

Grinzi cu patru deschideri

Schema încărcării	Momentele din câmp				Momentele din reazime			Forțele tăietoare							
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C^{st}	Q_C^{dr}	Q_D^{st}	Q_D^{dr}	Q_E
					—0,054	**—0,161**	—0,054	—0,054	—0,054	0,393	**—0,607**	0,607	—0,393	0,054	—0,054
					—0,100	0,027	—0,007	0,400	—0,600	0,127	0,127	—0,033	—0,033	0,007	—0,007
					—0,074	—0,080	0,020	—0,074	—0,074	0,493	—0,507	0,100	0,100	—0,020	0,020
	0,238	0,111	0,111	0,238	—0,286	—0,191	—0,286	0,714	—1,286	1,095	—0,905	—0,905	—1,095	1,286	0,714
	0,286	—0,111	**0,222**	—0,048	—0,143	—0,095	—0,143	0,857	—1,143	0,048	0,048	0,952	—1,048	0,143	—0,143
					**—0,321**	—0,048	—0,155	0,679	**—1,321**	1,274	—0,726	—0,107	—0,107	1,155	0,845
					—0,095	**—0,286**	—0,095	—0,095	—0,095	0,810	**—1,190**	1,190	—0,810	0,095	—0,095
					—0,178	0,048	—0,012	0,821	—1,178	0,226	0,226	—0,060	—0,060	0,012	—0,012
					—0,131	—0,143	0,036	—0,131	—0,131	0,988	—1,012	0,178	0,178	—0,036	0,036

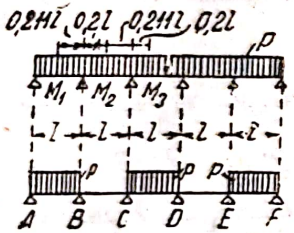
Scanned with OKEN Scanner

Grinzi cu patru deschideri

Schema încărcării	Momentele din câmp				Momentele din reazime			Forţele tăietoare							
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C^{st}	Q_C^{dr}	Q_D^{st}	Q_D^{dr}	Q_E
	0,299	0,165	0,165	0,299	—0,402	—0,268	—0,402	1,098	—1,902	1,634	—1,366	1,366	—1,634	1,902	1,098
	0,400	—0,167	0,333	—0,101	—0,201	—0,134	—0,201	1,299	—1,701	0,067	0,067	1,433	—1,567	0,201	—0,201
					—0,452	—0,067	—0,218	1,048	—1,952	1,885	—1,115	—0,151	—0,151	1,718	1,282
					—0,134	—0,402	—0,134	—0,134	—0,134	1,232	1,768	1,768	—1,232	0,134	0,134
					—0,251	0,067	—0,017	1,249	—1,751	0,318	0,318	—0,084	—0,084	0,017	—0,017
					—0,184	—0,201	0,050	—0,184	—0,184	1,483	—1,517	0,251	0,251	—0,050	0,050

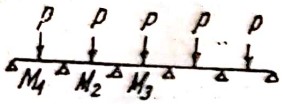
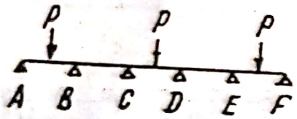
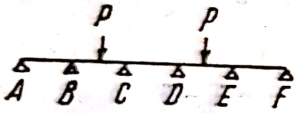
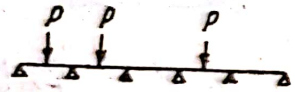
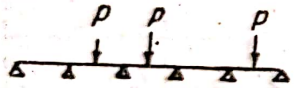
Scanned with OKEN Scanner

Grinzi cu cinci deschideri

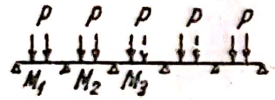
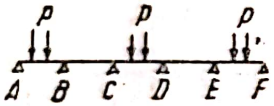
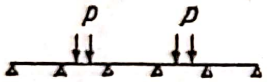
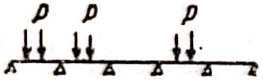
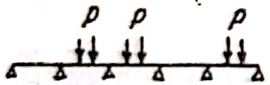
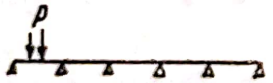
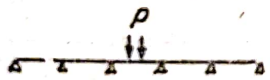
Schema încărcării	Momentele din câmp			Momentele din reazime				Forțele tăietoare									
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C^{st}	Q_C^{dr}	Q_D^{st}	Q_D^{dr}	Q_E^{st}	Q_E^{dr}	Q_F
	0,0781	0,0331	0,0462	—0,105	—0,079	—0,079	—0,105	0,395	—0,606	0,526	—0,474	0,500	—0,500	0,474	—0,526	0,606	0,395
	0,100	—0,0461	**0,0855**	—0,053	—0,040	—0,040	—0,053	**0,447**	—0,553	0,013	0,013	0,500	—0,500	—0,013	—0,013	0,553	0,447
	—0,0263	**0,0787**	—0,0395	—0,053	—0,040	—0,040	—0,053	—0,053	—0,053	**0,513**	—0,487	0,000	0,000	**0,487**	—0,513	0,053	—0,053
				—0,119	—0,022	—0,044	—0,051	0,380	**—0,620**	**0,598**	—0,402	—0,023	—0,023	0,493	—0,507	0,052	—0,052
				—0,035	**—0,111**	—0,020	—0,057	—0,035	—0,035	0,424	**—0,576**	**0,591**	—0,409	—0,037	—0,037	0,557	0,443
				—0,067	0,018	—0,005	0,001	0,433	—0,567	0,085	0,085	—0,023	—0,023	0,006	0,006	—0,001	0,001
				—0,049	—0,054	0,014	—0,004	—0,049	—0,049	0,495	—0,505	0,068	0,068	—0,018	—0,018	0,004	—0,004
				0,013	—0,053	—0,053	0,013	0,013	0,013	—0,066	—0,066	0,500	—0,500	0,066	—0,066	—0,013	0,013

Scanned with OKEN Scanner

Grinzi cu cinci deschideri

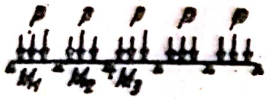
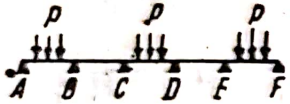
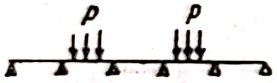
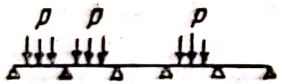
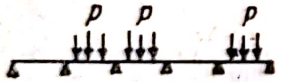
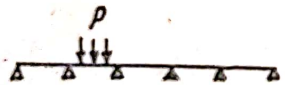
Schema încărcării	Momentele din câmp			Momentele din reazime				Forțele tăietoare									
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C^{st}	Q_C^{dr}	Q_D^{st}	Q_D^{dr}	Q_E^{st}	Q_E^{dr}	Q_F
	0,171	0,112	0,132	—0,158	—0,118	—0,118	—0,158	0,342	—0,653	0,540	—0,460	0,500	—0,500	0,460	—0,540	0,658	0,342
	0,211	—0,069	0,191	—0,079	—0,059	—0,059	—0,079	0,421	—0,579	0,020	0,020	0,500	—0,500	—0,020	—0,020	0,579	0,421
	—0,039	0,181	—0,059	—0,079	—0,059	—0,059	—0,079	—0,079	—0,079	0,520	—0,480	—0,0	0,000	0,480	—0,520	—0,079	—0,079
				—0,179	—0,032	—0,066	—0,077	0,321	—0,679	0,647	—0,353	—0,034	—0,034	0,489	—0,511	0,077	—0,077
				—0,052	—0,167	—0,031	—0,086	—0,052	—0,052	0,385	—0,615	0,637	—0,363	—0,056	—0,056	0,586	0,414
				—0,100	0,027	—0,007	—0,002	0,400	—0,600	0,127	0,127	—0,034	—0,034	0,009	0,009	—0,002	0,002
				—0,073	—0,081	0,022	—0,005	—0,073	—0,073	0,493	—0,507	0,102	0,102	—0,027	—0,027	0,005	—0,095
				0,020	—0,079	—0,079	0,020	0,020	0,020	—0,099	—0,099	0,500	—0,500	0,099	0,099	—0,020	0,020

Grinzi cu cinci deschideri

Scehma încărcării	Momentele din câmp			Momentele din reazime				Forţele tăietoare									
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C^{st}	Q_C^{dr}	Q_D^{st}	Q_D^{dr}	Q_E^{st}	Q_E^{dr}	Q_F
	0,240	0,100	0,122	—0,281	—0,211	—0,211	—0,281	0,719	—1,281	1,070	—0,930	1,000	—1,000	0,930	—1,070	1,281	0,719
	0,287	—0,117	0,228	—0,140	—0,105	—0,105	—0,140	0,860	—0,140	0,035	0,035	1,000	—1,000	—0,035	—0,035	1,140	0,860
	—0,047	0,216	—0,105	—0,140	—0,105	—0,105	—0,140	—0,140	—0,140	1,035	—0,965	0,000	0,000	0,965	—1,035	0,140	—0,140
				—0,319	—0,057	—0,118	—0,137	0,681	—1,319	1,262	—0,738	—0,061	—0,061	0,981	—1,019	0,137	—0,137
				—0,093	—0,297	—0,054	—0,153	—0,093	—0,093	0,796	—1,204	1,243	—0,757	—0,099	—0,099	1,153	0,847
				—0,179	0,048	—0,013	0,003	0,821	—1,179	0,227	0,227	—0,061	—0,061	0,016	0,016	—0,003	0,003
				—0,131	—0,144	0,038	—0,010	—0,131	—0,131	0,987	—1,013	0,182	0,182	—0,048	—0,048	0,010	—0,010
				0,035	—0,140	—0,140	0,035	0,035	0,035	—0,175	—0,175	1,000	—0,000	0,175	0,175	—0,035	0,035

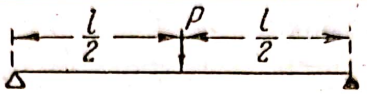
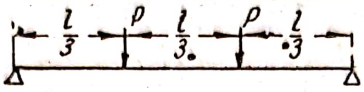
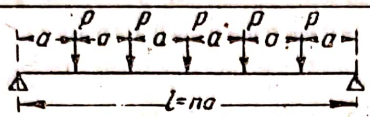
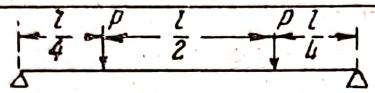
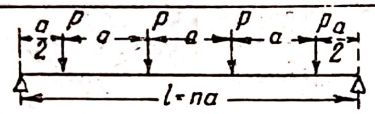
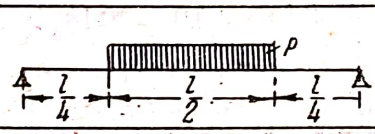
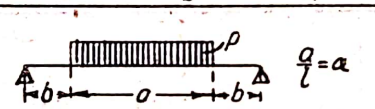
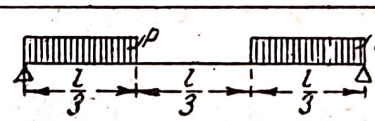
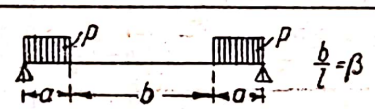
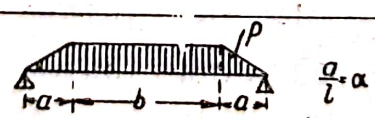
Scanned with OKEN Scanner

Grinzi cu cinci deschideri

Schema încărcării	Momentele din câmp			Momentele din reazem				Forțele tăietoare									
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	Q_A	Q_B^{st}	Q_B^{dr}	Q_C^{st}	Q_C^{dr}	Q_D^{st}	Q_D^{dr}	Q_E^{st}	Q_E^{dr}	Q_E
	0,302	0,155	0,204	—0,395	—0,296	—0,296	—0,395	1,105	—1,395	1,599	—1,401	1,500	—1,500	1,401	—1,599	1,897	1,105
	0,401	—0,173	0,352	—0,198	—0,148	—0,148	—0,198	1,302	—1,697	0,050	0,050	1,500	—1,500	—0,050	—0,050	1,697	1,302
	—0,099	0,327	—0,148	—0,198	—0,148	—0,148	—0,198	—0,197	—0,197	1,550	—1,450	0,000	0,000	1,450	—1,550	0,197	—0,197
				—0,449	—0,081	—0,166	—0,193	1,051	—1,949	1,867	—1,133	—0,085	—0,085	1,473	—1,527	0,193	—0,193
				—0,130	—0,417	—0,076	—0,215	—0,130	—0,130	1,213	—1,787	1,841	—1,159	—0,139	—0,139	1,715	1,285
				—0,251	0,067	—0,018	0,004	1,249	—1,751	0,318	0,318	—0,085	—0,085	0,022	0,022	—0,004	0,004
				—0,184	—0,202	0,054	—0,013	—0,184	—0,184	1,482	—1,518	0,258	0,256	—0,067	—0,067	0,013	—0,013
				—0,049	—0,197	0,197	0,049	0,049	0,049	—0,247	—0,247	1,500	—1,500	0,247	0,247	—0,049	0,049

Scanned with OKEN Scanner

TABELA SARCINILOR ECHIVALENTE

Schema încărcărilor	p_1
	$\frac{3}{2}\frac{p}{l}$
	$\frac{8}{3}\frac{p}{l}$
	$\frac{n^2-1}{n}\frac{p}{l}$
	$\frac{9}{4}\frac{p}{l}$
	$\frac{2n^2+1}{2n}\frac{p}{l}$
	$\frac{11}{16}p$
 $\frac{a}{l}=\alpha$	$\frac{\alpha(3-\alpha^2)}{2}p$
	$\frac{14}{27}p$
 $\frac{b}{l}=\beta$	$\frac{2(2+\beta)a^2}{l^2}p$
	$\frac{5}{8}p$
 $\frac{a}{l}=\alpha$	$(1-2\alpha^2+\alpha^3)p$

Pentru sarcinile echivalente de mai sus momentele din reazime se determină cu formula:

$$M_{reazem} = kp_1l^2$$

unde p_1 este sarcina uniform distribuită, echivalentă;

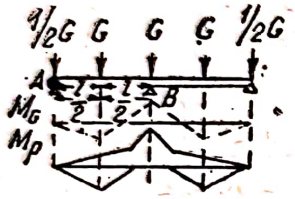
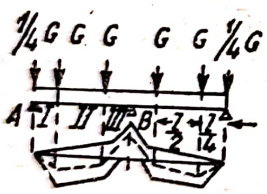
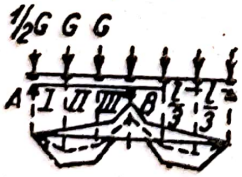
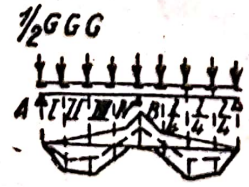
k — coeficientul corespunzător din tabelă, pentru sarcina uniform distribuită.

ANEXA III.

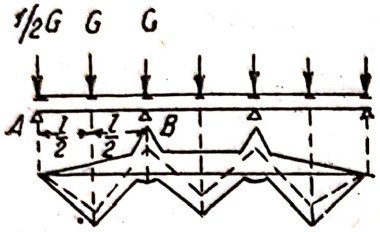
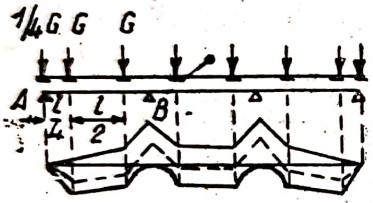
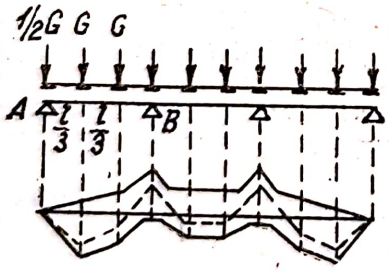
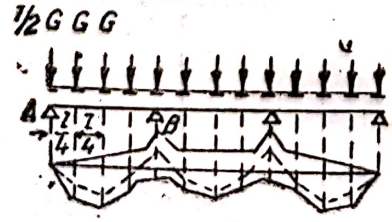
MOMENTELE ŞI FORŢELE TĂIETOARE ALE GRINZILOR CONTINUE, CU DESCHIDERI EGALE IN CAZUL SARCINILOR CONCENTRATE

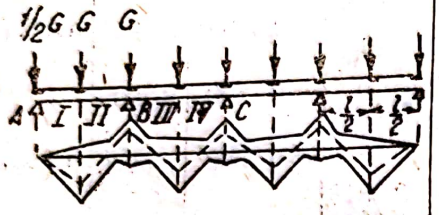
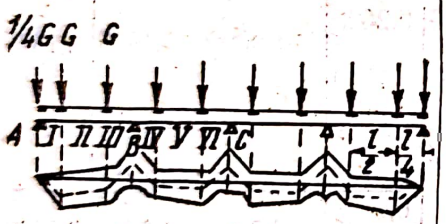
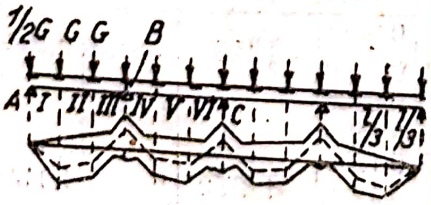
$M_{max} = (\alpha G + \beta P) l$; $M_{min} = (\alpha G - \beta P) l$; $Q_{max} = \gamma G + \delta P$; $Q_{min} = \gamma G - \delta P$,

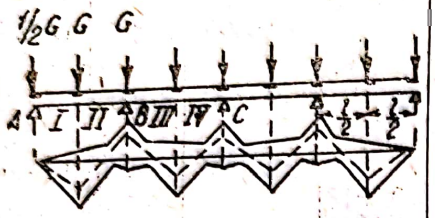
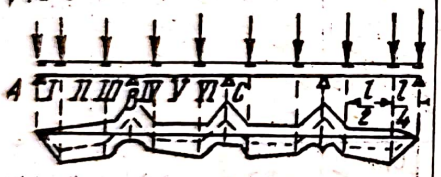
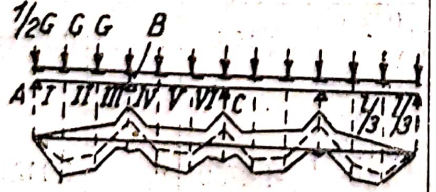
unde G este sarcina concentrată permanentă;
P — sarcina concentrată mobilă;
l — deschiderea de calcul a grinzii;
x — distanţa secţiunii considerate dela reazimul marginal din stânga

Schema încărcării	$\frac{x}{l}$	Momentul încovoietor			Forţa tăietoare		
		Influenţa lui G	Influenţa lui P		Influenţa lui G	Influenţa lui P	
		α	$+\beta$	$-\beta$	α	$+\delta$	$-\delta$
		Grinzi cu două deschideri					
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3125	0,4063	0,0938
	0,5	+0,1563	0,2031	0,0469			
	0,842	—0,0789	0,0	0,0789			
					—0,6875	0,0	0,6875
	1,0	—0,1875	0,0	0,1875			
	Reacţiunea din reazim B_{max} =				2,3750	2,3750	0,0
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7186	0,8594	0,1407
	0,25	+0,1795	0,2148	0,0352			
	0.75	+0,0390	0,1445	0,1055			
	0,877	—0,1230	0,0	0,1230			
					—1,2813	0,0	1,2813
	1,0	—0,2812	0,0	0,2812			
	Reacţiunea din reazim B_{max} =				2,5625	2,5625	0,0
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6667	0,8333	0,1667
	0,333	+0,2222	0,2778	0,0556			
	0,667	+0,1111	0,2222	0,1111			
	0,8572	—0,1430	0,0	0,1430			
					—1,3333	0,0	1,3333
	1,0	—0,3333	0,0	0,3333			
	Reacţiunea din reazim B_{max} =				3,6667	3,6667	0,0
	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0306	1,2653	0,2347
	0,25	+0,2576	0,3164	0,0587			
	0,50	+0,2653	0,3826	0,1174			
	0.75	+0,0230	0,1990	0,1760			
	0,8648	—0,2025	0,0	0,2025			
					—1,9694	0,0	1,9694
	1,0	—0,4688	0,0	0,4688			
	Reacţiunea din reazim B_{max} =				4,9388	4,9388	0,0

Scanned with OKEN Scanner

Schema încărcării	$\frac{x}{l}$	Momentul încovoietor: Influența lui G α	Momentul încovoietor: Influența lui P $+\beta$	Momentul încovoietor: Influența lui P $-\beta$	Forța tăietoare: Influența lui G γ	Forța tăietoare: Influența lui P $+\delta$	Forța tăietoare: Influența lui P $-\delta$
		Grinzi cu două deschideri					
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3500	0,4250	0,0755
	0,5	+0,1750	0,2125	0,0375			
	0,833	−0,0416	0,0208	0,0625			
	1,00	−0,1500	0,0250	0,1750	−0,6500	0,0250	0,6750
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				2,1500	2,3000	
	1,00	−1,1500	0,0250	0,1750	+0,5000	0,6250	0,1250
	1,15	−0,0750	0,0063	0,0813			
	1,20	−0,0500	0,0250	0,0750			
	1,50	+0,1000	0,1750	0,0750			
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,7750	0,8875	0,1125
	0,25	+0,1938	0,2219	0,0281			
	0,75	+0,0813	0,1654	0,0844			
	0,870	−0,0655	0,0325	0,0980			
	1,00	−0,2250	0,0375	0,2625	−1,2250	0,0375	1,2625
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				2,2250	2,4500	0,2250
	1,00	−0,225	0,0375	0,2625	+1,0000	1,1875	0,1875
	1,1125	−0,1125	0,0164	0,1290			
	1,20	−0,0250	0,0875	0,1125			
	1,25	+0,0250	0,1375	0,1125			
	1,50	+0,0250	0,1375	0,1125			
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,7333	0,8667	0,1332
	0,333	+0,2444	0,2889	0,0444			
	0,667	+0,1555	0,2444	0,0889			
	0,849	−0,0750	0,0377	0,1127			
	1,00	−0,2667	0,0444	0,3111	−1,2667	0,0444	1,3111
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				3,2667	3,5333	
	1,00	−0,2667	0,0444	0,3111	+1,0000	1,2222	0,2222
	1,133	−0,1333	0,0133	0,1467			
	1,20	−0,0667	0,0667	0,1333			
	1,333	+0,0667	0,2000	0,1333			
	1,5	+0,0667	0,2000	0,1333			
	0,0	0,0	0,0	0,0	+1,1250	1,3125	0,1875
	0,50	+0,2813	0,3281	0,0469			
	0,25	+0,3125	0,4062	0,0938			
	0,75	+0,0938	0,2344	0,1406			
	0,837	−0,1070	0,0535	0,1605			
	1,00	−0,3750	0,0625	0,4375	−1,8750	0,0625	1,9375
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				4,3750	4,7500	
	1,00	−0,3750	0,0625	0,4375	1,5000	1,8125	0,3125
	1,125	−0,1875	0,0232	0,2107			
	1,20	−0,0750	0,1125	0,1875			
	1,25	0,0	0,1875	0,1875			
	1,50	+1,1250	0,3125	0,1875			

Schema încărcării	$\frac{x}{l}$	Momentul încovoietor: Influența lui G	Momentul încovoietor: Influența lui P		Forța tăietoare: Influența lui G	Forța tăietoare: Influența lui P	
		α	$+\beta$	$-\beta$	γ	$+\delta$	$-\delta$
		Grinzi cu patru deschideri					
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,3393	0,4196	0,0804
	0,5	+0,1697	0,2098	0,0402			
	0,833	—0,0503	0,0168	0,0670	—0,6607	0,0201	0,7410
	1,0	—0,1607	0,0201	0,1808			
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				2,2143	2,3348	
	1,0	—0,1607	0,0201	0,1808			
	1,147	—0,0781	0,0048	0,0830	+0,5536	0,6540	0,1004
	1,20	—0,0500	0,0250	0,0750			
	1,50	+0,1161	0,1830	0,0670			
	1,79	—0,0134	0,0458	0,0592			
	1,835	—0,0362	0,0282	0,0644			
	2,0	—0,1072	0,0536	0,1607	—0,4464	0,1607	0,6071
	Reacțiunea din reazim C_{max} =				1,8928	2,2142	
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,7589	0,8795	0,120
	0,25	+0,1897	0,2199	0,0301			
	0,75	+0,0692	0,1596	0,0904			
	0,869	—0,0785	0,0261	0,1045			
	1,0	—0,2411	0,0301	0,2712	—1,2411	0,0301	1,2712
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				2,3215	2,5022	0,1808
	1,0	—0,2411	0,0301	0,2712	+1,0804	1,2310	0,1507
	0,112	—0,1200	0,0133	0,1333			
	1,2	—0,0250	0,0880	0,1130			
	1,25	+0,0290	0,1395	0,1105			
	1,50	+0,0491	0,1495	0,1005			
	1,75	+0,0692	0,1596	0,0904			
	1,79	+0,0325	0,1213	0,0887			
	1,882	—0,0515	0,0510	0,1025			
	2,0	—0,1607	0,0804	0,2410	—0,9196	0,2411	1,1607
	Reacțiunea din reazim C_{max} =				1,8392	2,3214	0,4822
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,7143	0,8571	0,1428
	0,333	+0,2381	0,2857	0,0476			
	0,667	+0,1429	0,2381	0,0958			
	0,848	—0,0907	0,0303	0,1211			
	1,0	—0,2857	0,0357	0,3214	—1,2857	0,0357	1,3214
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				3,3810	0,5952	
	1,0	—0,2857	0,0357	0,3214	+1,0953	1,2738	0,1785
	1,133	—0,1400	0,0127	0,1528			
	1,0	—0,0667	0,0667	0,1333			
	1,333	+0,0794	0,2063	0,1270			
	1,667	+0,1111	0,2222	0,1111			
	1,79	0,0	0,1053	0,1053			
	1,858	—0,0623	0,0547	0,1170			
	2,0	—0,1905	0,0952	0,2857	—0,9047	0,2858	1,1905
	Reacțiunea din reazim C_{max} =				2,8094	3,3810	

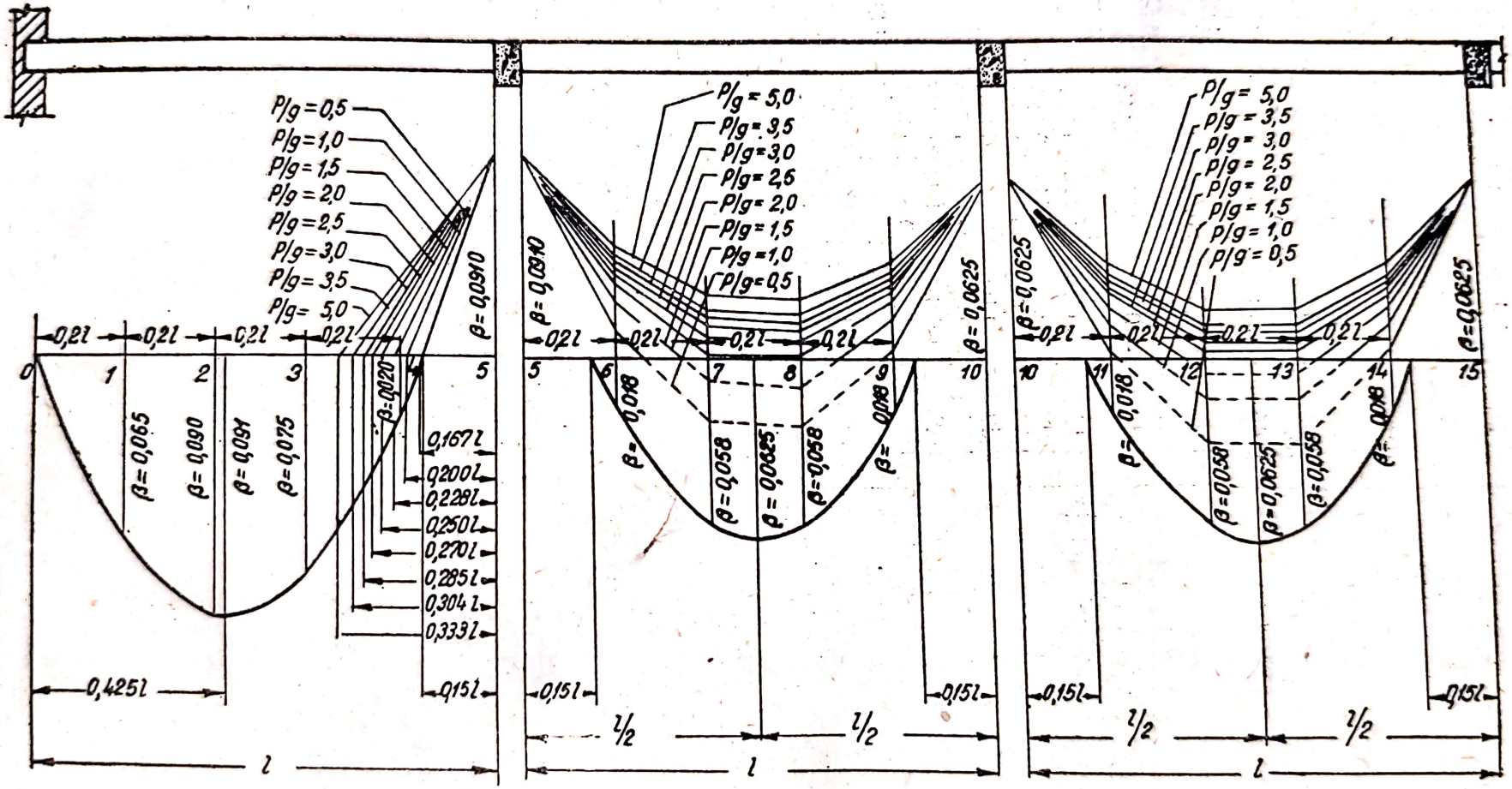
Schema încărcării	$\frac{x}{l}$	Momentul încovoietor: Influența lui G α	Momentul încovoietor: Influența lui P $+\beta$	Momentul încovoietor: Influența lui P $-\beta$	Forța tăietoare: Influența lui G γ	Forța tăietoare: Influența lui P $+\delta$	Forța tăietoare: Influența lui P $-\delta$
		Grinzi cu patru deschideri					
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,3393	0,4196	0,0804
	0,5	+0,1697	0,2098	0,0402			
	0,833	−0,0503	0,0168	0,0670	−0,6607	0,0201	0,7410
	1,0	−0,1607	0,0201	0,1808			
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				2,2143	2,3348	
	1,0	−0,1607	0,0201	0,1808	+0,5536	0,6540	0,1004
	1,147	−0,0781	0,0048	0,0830			
	1,20	−0,0500	0,0250	0,0750			
	1,50	+0,1161	0,1830	0,0670			
	1,79	−0,0134	0,0458	0,0592			
	1,835	−0,0362	0,0282	0,0644	−0,4464	0,1607	0,6071
	2,0	−0,1072	0,0536	0,1607			
	Reacțiunea din reazim C_{max} =				1,8928	2,2142	
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,7589	0,8795	0,120
	0,25	+0,1897	0,2199	0,0301			
	0,75	+0,0692	0,1596	0,0904			
	0,869	−0,0785	0,0261	0,1045	−1,2411	0,0301	1,2712
	1,0	−0,2411	0,0301	0,2712			
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				2,3215	2,5022	0,1808
	1,0	−0,2411	0,0301	0,2712	+1,0804	1,2310	0,1507
	0,112	−0,1200	0,0133	0,1333			
	1,2	−0,0250	0,0880	0,1130			
	1,25	+0,0290	0,1395	0,1105			
	1,50	+0,0491	0,1495	0,1005			
	1,75	+0,0692	0,1596	0,0904			
	1,79	+0,0325	0,1213	0,0887			
	1,882	−0,0515	0,0510	0,1025	−0,9196	0,2411	1,1607
	2,0	−0,1607	0,0804	0,2410			
	Reacțiunea din reazim C_{max} =				1,8392	2,3214	0,4822
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,7143	0,8571	0,1428
	0,333	+0,2381	0,2857	0,0476			
	0,667	+0,1429	0,2381	0,0958			
	0,848	−0,0907	0,0303	0,1211	−1,2857	0,0357	1,3214
	1,0	−0,2857	0,0357	0,3214			
	Reacțiunea din reazim B_{max} =				3,3810	0,5952	
	1,0	−0,2857	0,0357	0,3214	+1,0953	1,2738	0,1785
	1,133	−0,1400	0,0127	0,1528			
	1,0	−0,0667	0,0667	0,1333			
	1,333	+0,0794	0,2063	0,1270			
	1,667	+0,1111	0,2222	0,1111			
	1,79	0,0	0,1053	0,1053			
	1,858	−0,0623	0,0547	0,1170			
	2,0	−0,1905	0,0952	0,2857	−0,9047	0,2858	1,1905
	Reacțiunea din reazim C_{max} =				2,8094	3,3810	

Schema încărcării	$\frac{x}{l}$	Momentul încovoietor			Forţa tăietoare		
		Influenţa lui G	Influenţa lui P		Influenţa lui G	Influenţa lui P	
		α	$+\beta$	$-\beta$	γ	$+\delta$	$-\delta$
	0,0	0,0	0,0	0,0			
	0,25	+0,2746	0,3248	0,0503	1,098	1,2991	0,2009
	0,50	+0,2991	0,3996	0,1004			
	0,75	+0,0736	0,2243	0,1506			
	0,8567	—0,1295	0,0431	0,1726			
	1,0	—0,4018	0,0503	0,4520	—1,9018	0,0502	1,9520
	Reacţiunea din reazim B_{max} =				4,5357	4,8371	
	1,0	—0,4918	0,0503	0,4520			
	1,124	—0,1988	0,0192	0,2180	+1,6339	1,8851	0,2511
	1,0	—0,0750	0,1125	0,1875			
	1,25	—0,0067	0,1908	0,1842			
	1,50	+0,1651	0,3325	0,1675			
	1,75	+0,0736	0,2243	0,1507			
	1,79	+0,0195	0,1670	0,1475			
	1,8675	—0,0870	0,0805	0,1675			
	2,0	—0,2679	0,1339	0,4018	—1,3661	0,4517	1,7678
	Reacţiunea din reazim C_{max} =				3,7322	4,5356	

Scanned with OKEN Scanner

DIAGRAMA ACOPERITOARE A MOMENTELOR GRINZII SECUNDARE, CU DESCHIDERI EGALE PENTRU DIFERITE VALORI ALE RAPORTULUI p/g, ȚINÂNDU-SE SEAMA DE REDISTRIBUIREA EFORTURILOR, DIN CAUZA DEFORMAȚIILOR PLASTICE

$$M = \beta\,(g + p)\,l^2$$

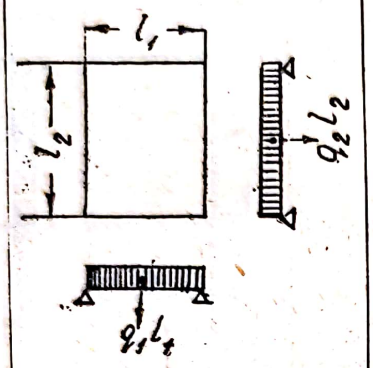
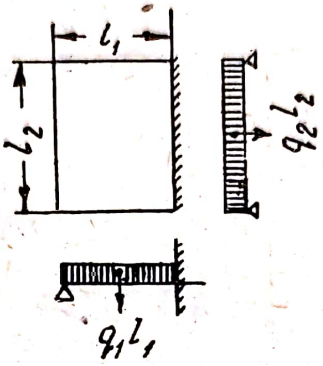
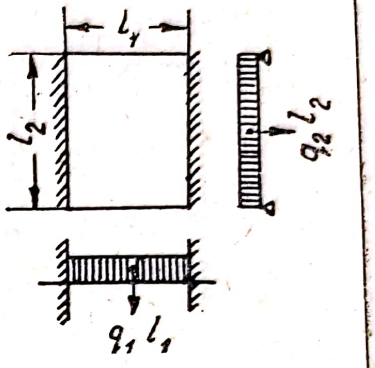


Valorile coeficienților β, pentru determinarea ordonatelor momentelor negative din câmpurile centrale, în funcție de raportul p/g, sunt date în tabela 21 (capitolul VI. § 21)

ANEXA V.

TABELE PENTRU CALCULUL PLĂCILOR REZEMATE PE CONTUR, IN CAZUL SARCINEI UNIFORM DISTRIBUITE PE TOATE SUPRAFEȚELE PANOULUI

$$\lambda = l_2 : l_1 ; \quad M_{1max} = \frac{ql_1^2}{\varphi_1} ; \quad M_{2max} = \frac{ql_2^2}{\varphi_2} ;$$

Cazul 1	Cazul 2	Cazul 3
		
$\nu_1 = \nu_2 = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{\lambda^2}{1+\lambda^4}$	l_2 întotdeauna paralel cu marginea încastrată $\nu_1 = 1 - \frac{75}{32} \cdot \frac{\lambda^2}{2+5\lambda^4}$ $\nu_2 = 1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{\lambda^2}{2+5\lambda^4}$	l_2 întotdeauna paralel cu marginea liber rezemată $\nu_1 = 1 - \frac{25}{18} \cdot \frac{\lambda^2}{1+5\lambda^4}$ $\nu_2 = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{\lambda^2}{1+5\lambda^4}$

λ	φ_{11}	φ_{12}	$\varkappa_{11}$	φ_{21}	φ_{22}	$\varkappa_{21}$	φ_{31}	φ_{32}	$\varkappa_{31}$
0,50	169,17	10,57	0,0588	140,91	11,28	0,1351	136,06	12,48	0,2381
0,55	125,10	11,35	0,0838	107,37	12,38	0,1862	107,42	14,10	0,3139
0,60	94,94	12,30	0,1147	85,30	13,70	0,2447	87,62	16,12	0,3932
0,65	75,31	13,44	0,1515	70,59	15,29	0,3086	73,76	18,60	0,4716
0,70	61,60	14,79	0,1936	59,24	17,19	0,3751	63,69	21,61	0,5456
0,75	51,69	16,35	0,2404	50,86	19,41	0,4417	56,16	25,24	0,6127
0,80	43,97	18,01	0,2906	44,56	21,99	0,5059	50,42	29,56	0,6709
0,85	38,29	20,15	0,3430	39,70	24,96	0,5661	45,97	34,66	0,7230
0,90	34,26	22,36	0,3962	35,74	28,37	0,6212	42,48	40,65	0,7664
0,95	30,44	24,79	0,4489	32,54	32,30	0,6706	39,70	47,64	0,8029
1,00	27,43	27,43	0,5000	29,93	36,75	0,7143	37,47	55,74	0,8333
1,10	22,79	33,37	0,5942	26,02	47,58	0,7854	34,18	75,33	0,8798
1,20	19,45	40,34	0,6747	23,33	61,38	0,8383	31,93	101,68	0,9120
1,30	17,02	48,60	0,7407	21,43	78,75	0,8772	30,34	134,65	0,9346
1,40	15,22	58,45	0,7935	20,04	100,28	0,9057	29,18	175,88	0,9505
1,50	13,87	70,22	0,8351	19,02	126,64	0,9268	28,31	226,65	0,9620
1,60	12,88	84,43	0,8676	18,30	158,52	0,9425	27,64	288,36	0,9704
1,70	12,06	100,77	0,8931	17,63	196,69	0,9543	27,12	362,50	0,9766
1,80	11,45	121,69	0,9130	17,05	239,81	0,9633	26,71	450,72	0,9813
1,90	10,97	143,00	0,9287	16,67	295,08	0,9702	26,37	554,49	0,9849
2,00	10,57	169,17	0,9412	16,50	357,03	0,9756	26,09	675,81	0,9877

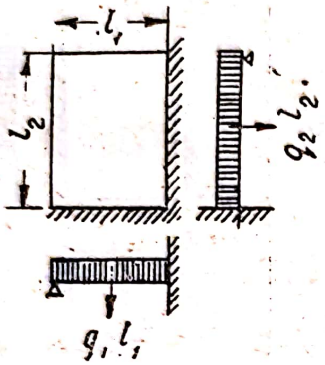
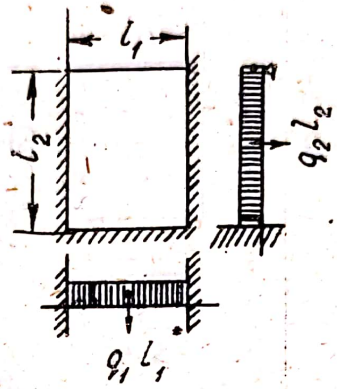
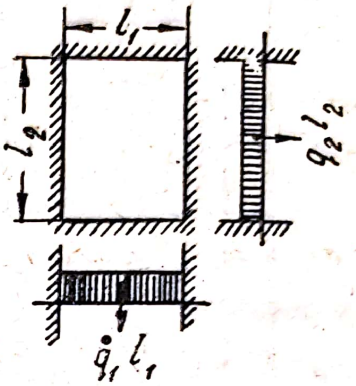
Scanned with OKEN Scanner

ANEXA V.

TABELE PENTRU CALCULUL PLĂCILOR REZEMATE PE CONTUR, IN CAZUL SARCINEI UNIFORM DISTRIBUITE PE TOATE SUPRAFEȚELE PANOULUI

$q_1 = \varkappa_1 q$; $q_2 = (1 - \varkappa_1)\, q$;

lungimile, în m; q, în t/m²; momentele în tm.

	Cazul 4	Cazul 5	Cazul 6
			
	$\nu_1 = \nu_2 = 1 - \frac{5}{32} \cdot \frac{\lambda^2}{1+\lambda^4}$	l_1 întotdeauna paralel cu marginea liber rezemată $\nu_1 = 1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{\lambda^2}{1+2\lambda^4}$ $\nu_2 = 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{\lambda^2}{1+2\lambda^4}$	$\nu_1 = \nu_2 = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{\lambda^2}{1+\lambda^4}$

λ	φ_{41}	φ_{42}	$\varkappa_{41}$	φ_{51}	φ_{52}	$\varkappa_{51}$	φ_{61}	φ_{62}	$\varkappa_{61}$
0,50	271,75	16,98	0,0588	246,42	17,86	0,1111	436,53	27,28	0,0588
0,55	194,98	17,84	0,0838	186,97	19,12	0,1547	310,15	28,38	0,0838
0,60	145,73	18,89	0,1147	138,61	20,68	0,2058	229,50	29,74	0,1147
0,65	112,92	20,16	0,1515	110,30	22,60	0,2631	175,97	31,41	0,1515
0,70	90,16	21,65	0,1936	90,65	24,92	0,3244	139,24	33,43	0,1936
0,75	73,99	23,41	0,2404	76,58	27,69	0,3876	113,30	35,85	0,2404
0,80	62,18	25,47	0,2906	66,24	30,98	0,4503	94,51	38,71	0,2906
0,85	53,34	27,84	0,3430	58,46	34,84	0,5108	80,60	42,08	0,3430
0,90	46,58	30,56	0,3962	52,51	39,35	0,5675	70,10	46,00	0,3962
0,95	41,32	33,65	0,4489	47,86	44,56	0,6196	62,04	50,53	0,4489
1,00	37,15	37,15	0,5000	44,18	50,57	0,6667	55,74	55,74	0,5000
1,10	31,09	45,52	0,5942	38,84	65,30	0,7454	46,77	68,48	0,5942
1,20	27,01	56,01	0,6747	35,27	84,25	0,8057	40,90	84,80	0,6747
1,30	24,17	69,02	0,7407	32,79	108,24	0,8510	36,89	105,38	0,7407
1,40	22,12	84,99	0,7935	31,01	138,11	0,8848	34,08	130,92	0,7935
1,50	20,62	104,38	0,8351	29,71	174,79	0,9101	32,04	162,22	0,8351
1,60	19,49	127,72	0,8676	28,73	219,29	0,9291	30,54	200,13	0,8676
1,70	18,62	155,54	0,8931	27,97	272,66	0,9435	29,40	245,53	0,9831
1,80	17,95	188,41	0,9130	27,38	336,02	0,9545	28,52	299,38	0,9130
1,90	17,41	226,93	0,9287	26,92	410,58	0,9631	27,75	362,69	0,9287
2,00	16,98	271,75	0,9412	26,54	497,61	0,9697	27,28	436,53	0,9412

Scanned with OKEN Scanner

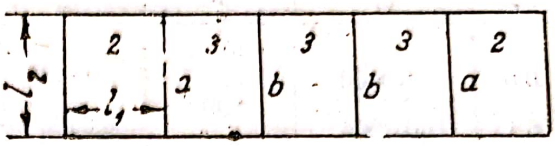
FORMULE PENTRU CALCULUL PLĂCILOR CONTINUE, REZEMATE PE CONTUR

Placă continuă, pe un rând

In câmpurile marginale (2):

$$M_{1\,max} = l_1^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{21}} \pm \frac{q''}{\varphi_{11}} \right);$$

$$M_{max} = l_2^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{22}} \pm \frac{q''}{\varphi_{12}} \right).$$



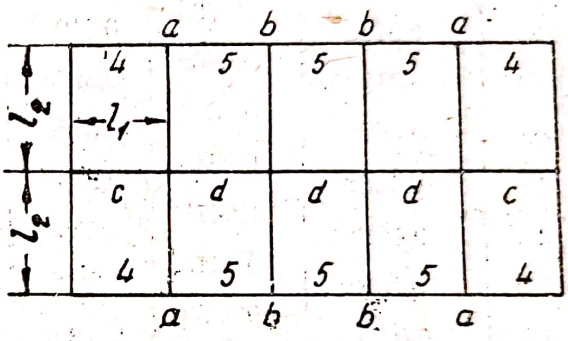
In câmpurile centrale (3):

$$M_{1\,max} = l_1^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{31}} \pm \frac{q''}{\varphi_{11}} \right); \quad M_{2\,max} = l_2^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{32}} \pm \frac{q''}{\varphi_{12}} \right).$$

Pe reazeme:

$$M_a = -\frac{1}{10} q\, l_1^2\, \varkappa_{31}; \quad M_b = -\frac{1}{12} q\, l_1^2\, \varkappa_{31}$$

Placă continuă pe două rânduri.



In câmpurile dela colțuri (4):

$$M_{1\,max} = l_1^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{41}} \pm \frac{q''}{\varphi_{11}} \right),$$

$$M_{max} = l_2^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{42}} \pm \frac{q''}{\varphi_{12}} \right).$$

In deschiderile marginale (5):

$$M_{1\,max} = l_1^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{51}} \pm \frac{q''}{\varphi_{11}} \right); \quad M_{max} = l_2^2 \left(\frac{b'}{\varphi_{52}} \pm \frac{q''}{\varphi_{12}} \right).$$

Pe reazime:

$$M_a = -\frac{1}{10} q\, l_1^2\, \varkappa_{51}; \qquad M_b = -\frac{1}{12} q\, l_1^2\, \varkappa_{51};$$

$$M_c = -\frac{1}{8} q\, l_2^2\, (1 - \varkappa_{41}); \quad M_d = -\frac{1}{8} q\, l_2^2\, (1 - \varkappa_{51}).$$

Placă continuă pe trei rânduri

In câmpurile dela colțuri (4) și în cele marginale (5), momentele încovoitoare se determină cu aceleași formule ca și pentru placa de două rânduri

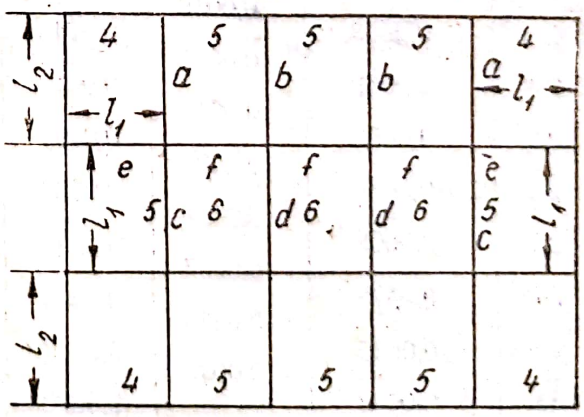
$$M_{1\,max} = l_1^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{61}} \pm \frac{q''}{\varphi_{11}} \right); \quad M_{2\,max} = l_2^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{62}} \pm \frac{q''}{\varphi_{12}} \right).$$

Pe reazime:

$$M_a = -\frac{1}{10} q\, l_1^2\, \varkappa_{51}; \quad M_b = -\frac{1}{12} q\, l_1^2\, \varkappa_{51};$$

$$M_c = -\frac{1}{10} q\, l_1^2\, \varkappa_{61}; \quad M_d = -\frac{1}{12} q\, l_1^2\, \varkappa_{61};$$

$$M_e = -\frac{1}{10} q\, l_1^2\, \varkappa_{51}; \quad M_f = -\frac{1}{10} q\, l_2^2 (1 - \varkappa_{61}).$$



Pentru placa marginală (5), direcția l_1 trebue să fie întotdeauna paralelă cu marginea liber rezemată, deoarece coeficienții respectivi sunt calculați pentru această ipoteză.

Anexa VI

TABELA COEFICIENȚILOR PENTRU CALCULUL GRINZILOR CONSIDERATE INFINIT DE LUNGI, PE REAZIME ELASTICE (LA FUNDAȚII, CUPOLE, REZERVOARE ROTUNDE)

φ	η_1	Δ	η_2	Δ	φ	η_1	η_2
			0,0000		3,1	—0,0450	—0,00187
0,0	1,0000	0,0996	0,0903	0,0903	3,2	—0,0407	—0,00238
0,1	0,9004	0,0980	0,1627	0,0724	3,3	—0,0364	—0,00582
0,2	0,8024	0,0946	0,2189	0,0562	3,4	—0,0322	—0,00853
0,3	0,7078	0,0904	0,2610	0,0421	3,5	—0,0283	—0,01059
0,4	0,6174	0,0851	0,2908	0,0298	3,6	—0,0245	—0,01209
0,5	0,5323	0,0793	0,3099	0,0191	3,7	—0,0210	—0,01310
0,6	0,4530	0,0732	0,3199	0,0100	3,8	—0,0177	—0,01369
0,7	0,3798	0,0668	0,3223	0,0024	3,9	—0,0147	—0,01392
0,8	0,3130	0,0602	0,3185	0,0038	4,0	—0,01179	—0,01386
0,9	0,2528	0,0540	0,3096	0,0089	4,1	—0,00955	—0,01356
1,0	0,1988	0,0478	0,2967	0,0129	4,2	—0,00735	—0,01307
1,1	0,1510	0,0418	0,2807	0,0160	4,3	—0,00545	—0,01243
1,2	0,1092	0,0363	0,2626	0,0181	4,4	—0,00380	—0,01168
1,3	0,0729	0,0310	0,2430	0,0196	4,5	—0,00235	—0,01086
1,4	0,0419	0,0261	0,2226	0,0204	4,6	—0,00110	—0,00999
1,5	0,0158	0,0217	0,2018	0,0208	4,7	—0,0002	—0,00909
1,6	—0,0059	0,0177	0,1812	0,0206	4,8	+0,0007	—0,00820
1,7	—0,0236	0,0140	0,1610	0,0202	4,9	0,0009	—0,00732
1,8	—0,0376	0,0108	0,1415	0,0195	5,0	0,0020	—0,00646
1,9	—0,0484	0,0080	0,1231	0,0184	5,1	0,00235	—0,00564
2,0	—0,0564	0,0054	0,1057	0,0174	5,2	0,00260	—0,00487
2,1	—0,0618	0,0034	0,0896	0,0161	5,3	0,00275	—0,00415
2,2	—0,0652	0,0016	0,0748	0,0148	5,4	0,00290	—0,00349
2,3	—0,0668	0,0001	0,0613	0,0135	5,5	0,0029	—0,00288
2,4	—0,0669	0,0011	0,0491	0,0122	5,6	0,0029	—0,00233
2,5	—0,0658	0,0022	0,0383	0,0108	5,7	0,0028	—0,00184
2,6	—0,0636	0,0028	0,0287	0,0096	5,8	0,0027	—0,00141
2,7	0,0608	0,0035	0,0204	0,0083	5,9	0,00255	—0,00102
2,8	—0,0573	0,0038	0,01330	0,0071	6,0	0,0024	—0,00069
2,9	—0,0535	0,0042	0,00703	0,0063	6,1	0,0022	—0,00041
3,0	—0,0493				6,2	0,0020	—0,00017
					6,3	0,00185	0,00003
					6,4	0,00165	0,00019
					6,5	0,00150	0,00032
					6,6	0,0013	0,00042
					6,7	0,0012	0,00050
					6,8	0,00095	0,00055
					6,9	0,0008	0,00058
					7,0	0,0007	0,00060

Scanned with OKEN Scanner

TABELE PENTRU CALCULUL FUNDAȚIILOR IZOLATE

Tabela 1

Dimensiunile a ale tălpii și secțiunea armăturii fundațiilor încărcate centric

a, în cm	Presiunea admisibilă pe teren (σ_{ter}) în kg/cm²														a, în cm
	1,00		1,25		1,50		2 00		2,25		2,50		3,00		
	N	F_a	N	F_a	N	F_a	N	F_a	N	F_a	N	F_a	N	F_a	
100	10	2,9	12	3,6	14	3,7	19	4,3	22	4,8	24	5,4	29	6,0	100
110	12	3,5	14	3,8	18	4,6	23	4,8	26	5,5	30	6,1	35	6,1	110
120	16	4,2	17	4,6	21	5,0	28	6,0	31	6,8	36	6.6	42	7,4	120
130	16	4,4	20	5,5	24	6,0	33	6,7	37	7,2	41	8,0	49	9,0	130
140	19	5,2	23	5,9	28	6,8	38	7,7	43	8,3	49	9,0	57	9,6	140
150	21	6,0	27	6,8	32	7,5	43	8,6	49	9,7	54	10,2	66	11,3	150
160	24	6,4	30	7,6	37	8,4	49	10,2	55	11,0	62	11,3	75	12,3	160
170	27	7,3	34	8,5	41	9,3	56	10,6	62	11,9	70	12,4	84	14,7	170
180	30	8,2	38	9.2	46	10,3	62	12,2	70	13,0	78	14,4	94	15,9	180
190	34	9,3	42	10,0	50	11,2	69	13,7	78	14,9	87	15,6	105	17,9	190
200	37	9,6	47	11,4	57	12,3	76	15,5	86	16,1	96	16,6	116	18,3	200
210	41	11,3	52	12,1	62	13,4	84	16,7	95	17,8	106	18,6	129	21,5	210
220	45	11,9	56	13,2	68	15,1	92	17,4	104	18,7	116	20,6	140	22,0	220
230	49	12,8	61	14,6	74	16,2	100	19,5	113	20,8	126	22,0	153	24,3	230
240	58	13,6	66	15,5	81	17,4	109	20,5	123	22,5	137	24,7	166	26,8	240
250	57	14,9	72	17,1	88	18,9	118	21.6	133	24,6	149	25,2	180	29,2	250
260	62	16,2	78	18,4	94	20,3	127	24,5	144	26,5	161	28,5	194	30,6	260
270	66	17,0	83	19,4	102	21,4	137	25,9	154	28,2	173	30,4	209	33,7	270
280	71	18,2	90	21,0	109	23,6	147	28,4	166	29,2	186	31.7	224	36,6	280
290	76	19,7	96	22,5	116	25,1	158	30,1	17	32,0	189	35,0	240	38,5	290
300	81	20,6	103	24,0	125	26,5	168	31,8	190	35,1	212	37,5	257	41.5	300
310	86	22,2	109	26,0	132	28,1	180	33,4	203	35,8	226	39,8	274	42,3	310
320	91	24,2	116	27,1	141	30,5	194	36,2	215	38,9	241	43,0	291	45,1	320
330	97	25,2	123	29,1	149	31,7	202	37,0	228	42,1	255	45,4	309	49,6	330
340	101	25,2	130	30,4	158	33,4	214	40,0	242	43,5	271	46,3	327	51,7	340
350	109	28,5	137	31,2	167	35,8	226	43,9	256	47,0	287	51,1	346	54,6	350
360	114	29,5	145	34,4	176	38,1	238	45,4	270	48,5	303	52,3	366	59,8	360
380	127	32,5	160	37.6	195	41,6	265	50,4	300	53,6	336	59,6	406	66,7	380
400	139	35,7	178	42,0	215	46,6	293	55,9	331	60,3	371	64,0	449	73,8	400
420	152	39,5	195	45,0	236	51,0	321	61,8	364	65,1	407	71,1	493	81,4	420
440	166	42,3	212	50,0	258	55,7	350	66,1	399	72,5	446	78 0	539	89,5	440
450	173	44,3	221	53,0	269	59,0	365	70,5	455	75,5	466	81,8	564	94,0	450
500	215	53,7	270	62,8	331	71,7	452	87,7	518	93,2	575	101,9	698	117.6	500

Tabela 2

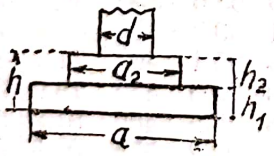
VALORILE COEFICIENTULUI n, PENTRU DETERMINAREA INĂLȚIMII TOTALE h, a FUNDAȚIILOR ÎNCĂRCATE CENTRIC ȘI EXCENTRIC

σ_{ter} în kg/cm²	1.00	1,25	1,50	2,00	2,20	2,50	3,00
n	0,312	0,338	0,357	0,384	0,395	0,404	0,416

Scanned with OKEN Scanner

DIMENSIUNILE TREPTELOR FUNDAȚIILOR PATRATE, INCĂRCATE

h (m)	Înălțimea treptelor în m			Dimensiunile treptelor.																	
	h_1	h_2	h_3	Latura stâlpului																	
				0,30	0,35	0,40	0,45		0,50		0,55		0,60		0,65		0,70		0,75		0,80	
0,30	0,30			a_2	a_2	a_2	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3
0,35	0,35																				
0,40	0,20	0,20		0,70	0,75	0,80	0,85		0,90		0,95		1,00		1,05						
0,45	0,20	0,25		0,80	0,85	0,90	0,95		1,00		1,05		1,10		1,15		1,20				
0,50	0,25	0,25		0,85	0,90	0,95	1,00		1,05		1,10		1,15		1,20		1,20		1,25		1,30	
0,55	0,25	0,30		0,95	1,00	1,05	1,10		1,15		1,20		1,20		1,25		1,30		1,35		1,40	
0,60	0,30	0,30		0,95	1,00	1,05	1,10		1,15		1,20		1,25		1,30		1,30		1,35		1,40	
0,65	0,30	0,35			1,05	1,10	1,15		1,20		1,25		1,30		1,35		1,40		1,45		1,50	
0,70	0,30	0,40				1,20	1,25		1,30		1,35		1,40		1,45		1,50		1,55		1,60	
0,75	0,35	0,40				1,20	1,25		1,30		1,35		1,40		1,45		1,50		1,55		1,60	
0,80	0,35	0,45					1,35		1,40		1,45		1,50		1,55		1,60		1,65		1,70	
0,85	0,35	0,50					1,45		1,50		1,55		1,60		1,65		1,70		1,75		1,80	
0,90	0,40	0,25	0,25				1,55	0,95	1,60	1,00	1,65	1,05	1,70	1,10	1,70	1,15	1,75	1,20	1,80	1,25	1,85	1,30
0,95	0,40	0,30	0,25				1,60	0,95	1,65	1,00	1,70	1,05	1,75	1,10	1,75	1,15	1,80	1,20	1,85	1,25	1,90	1,30
1,00	0,40	0,30	0,30						1,70	1,10	1,75	1,15	1,80	1,20	1,85	1,25	1,90	1,30	1,95	1,35	2,00	1,40
1,05	0,40	0,30	0,35						1,80	1,20	1,85	1,25	1,90	1,30	1,95	1,35	2,00	1,40	2,05	1,45	2,10	1,50
1,10	0,40	0,35	0,35						1,90	1,20	1,95	1,25	2,00	1,30	2,05	1,35	2,10	1,40	2,15	1,45	2,20	1,50
1,15	0,40	0,35	0,40								2,05	1,35	2,10	1,40	2,15	1,45	2,20	1,50	2,25	1,55	2,30	1,60
1,20	0,40	0,40	0,40								2,15	1,35	2,20	1,40	2,25	1,45	2,30	1,50	2,35	1,55	2,40	1,60
1,25	0,45	0,40	0,40								2,20	1,40	2,25	1,45	2,30	1,50	2,35	1,55	2,40	1,60	2,45	1,65
1,30	0,45	0,40	0,45										2,30	1,50	2,35	1,55	2,40	1,60	2,45	1,65	2,50	1,70
1,35	0,45	0,45	0,45												2,45	1,55	2,50	1,60	2,55	1,65	2,60	1,70
1,40	0,50	0,45	0,45												2,45	1,55	2,55	1,60	2,55	1,65	2,60	1,70
1,45	0,50	0,45	0,50														2,60	1,70	2,65	1,75	2,70	1,80
1,50	0,50	0,55	0,50																2,75	1,75	2,80	1,80
1,55	0,55	0,50	0,50																2,75	1,75	2,80	1,80
1,60	0,55	0,50	0,55																		2,90	1,90
1,65	0,55	0,55	0,55																			
1,70	0,60	0,55	0,55																			
1,75	0,60	0,55	0,60																			
1,80	0,60	0,60	0,60																			



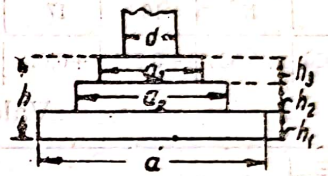
Notă: Stratul de acoperire s'a *luat egal* cu 7 cm; în cazul unui strat de acoperire mai mic, înălțimea treptei inferioare se reduce în mod corespunzător.

CENTRIC ȘI EXCENTRIC (IN CAZUL STALPILOR CU SECȚIUNEA PATRATĂ)

în plan, în m.

(d) în m.

0,85		0,90		0,95		1,00		1,05		1,10		1,15		1,20		1,25		1,30		1,35		Înălțimea fundației, în m
a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	a_2	a_3	
																						0,40
																						0,45
																						0,50
1,45		1,50		1,55																		0,55
1,45		1,50		1,55																		0,60
1,55		1,60		1,65		1,70																0,65
1,65		1,70		1,75		1,80																0,70
1,65		1,70		1,75		1,80																0,75
1,75		1,80		1,85		1,90		1,95														0,80
1,85		1,90		1,95		2,00		2,05														0,85
1,90	1,35	1,95	1,40	2,00	1,45	2,05	1,50	2,10	1,55													0,90
1,95	1,35	2,00	1,40	2,05	1,45	2,10	1,50	2,15	1,55	2,20	1,60											0,95
2,05	1,45	2,10	1,50	2,15	1,55	2,20	1,60	2,25	1,65	2,30	1,70	2,35										1,00
2,15	1,55	2,20	1,60	2,25	1,65	2,30	1,70	2,35	1,75	2,40	1,80	2,45	1,85	2,50	1,90	2,55	1,95					1,05
2,25	1,55	2,30	1,60	2,35	165	2,40	1,70	2,45	1,75	2,50	1,80	2,55	1,85	2,60	1,90	2,65	1,95	2,70	2,00			1,10
2,35	1,65	2,40	1,70	2,45	1,75	2,50	1,80	2,55	1,85	2,60	1,90	2,65	1,95	2,70	2,00	2,75	2,05	2,80	2,10			1,15
2,45	1,65	2,50	1,70	2,55	1,75	2,60	1,80	2,65	1,85	2,70	1,90	2,75	1,95	2,80	2,00	2,85	2,05	2,90	2,10	2,95	2,15	1,20
2,45	1,65	2,50	1,70	2,55	1,75	2,60	1,80	2,65	1,85	2,70	1,90	2,75	1,95	2,80	2,00	2,85	2,05	2,90	2,10	2,95	2,15	1,25
2,55	1,75	2,60	1,80	2,65	1,85	2,70	1,90	2,75	1,95	2,80	2,00	2,85	2,05	2,90	2,10	2,95	2,15	3,00	2,20	3,05	2,25	1,30
2,65	1,75	2,70	1,80	2,75	1,85	2,80	1,90	2,85	1,95	2,90	2,00	2,95	2,05	3,00	2,10	3,05	2,15	3,10	2,20	3,15	2,25	1,35
2,65	1,75	2,70	1,80	2,75	1,85	2,80	1,90	2,85	1,95	2,90	2,00	2,95	2,05	3,00	2,10	3,05	2,15	3,10	2,20	3,15	2,25	1,40
2,75	1,85	2,80	1,90	2,85	1,95	2,90	2,00	2,95	2,05	3,00	2,10	3,05	2,15	3,10	2,20	3,15	2,25	3,20	2,30	3,25	2,35	1,45
2,85	1,85	2,90	1,90	2,95	1,95	3,00	2,00	3,05	2,05	3,10	2,10	3,15	2,15	3,20	2,20	3,25	2,25	3,30	2,30	3,35	2,35	1,50
2,85	1,85	2,90	1,90	2,95	1,95	3,00	2,00	3,05	2,05	3,10	2,10	3,15	2,15	3,20	2,20	3,25	2,25	3,30	2,30	3,35	2,35	1,55
2,95	1,95	3,00	2,00	3,05	2,05	3,10	2,10	3,15	2,15	3,20	2,20	3,25	2,25	3,30	2,30	3,35	2,35	3,40	2,40	3,45	2,45	1,60
3,05	1,95	3,10	2,00	3,15	2,05	3,20	2,10	3,25	2,15	3,30	2,20	3,35	2,25	3,40	2,30	3,45	2,35	3,50	2,40	3,55	2,45	1,65
3,05	1,95	3,10	2,00	3,15	2,05	3,20	2,10	3,25	2,15	3,30	2,20	3,35	2,25	3,40	2,30	3,45	2,35	3,50	2,40	3,55	2,45	1,70
		3,20	2,10	3,25	2,15	3,30	2,20	3,35	2,25	3,40	2,30	3,45	2,35	3,50	2,40	3,55	2,45	3,60	2,50	3,65	2,55	1,75
				3,35	2,15	3,40	2,20	3,45	2,25	3,50	2,30	3,55	2,35	3,60	2,40	3,65	2,45	3,70	2,50	3,75	2,55	1,80



ANEXA VIII.

TABELE PENTRU CALCULUL GRINZILOR CONTINUE DE RULARE ÎNCĂRCATE CU UNUL SAU DOUĂ PODURI RULANTE IDENTICE (DUPĂ A. V. ILARIONOV)

Tabela 1

Determinarea ordonatelor diagramelor înfășurătoare ale momentelor, la o grindă continuă cu 5 deschideri, încărcată cu o sarcină uniform distribuită g și cu una sau două forțe P (o macara):

$$M_n = C_n\, gl^2 + K_n \frac{Pl}{1\,000}.$$

Valoarea coeficientului C_n

Numărul de ordine al secțiunii												
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,000	+0,035	+0,059	+0,073	+0,078	+0,072	+0,057	+0,031	—0,004	—0,050	—0,105	—0,058	—0,020
Numărul de ordine al secțiunii												
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
+0,008	+0,026	+0,033	+0,031	+0,018	—0,004	—0,037	—0,079	—0,034	+0,001	+0,026	+0,041	+0,046

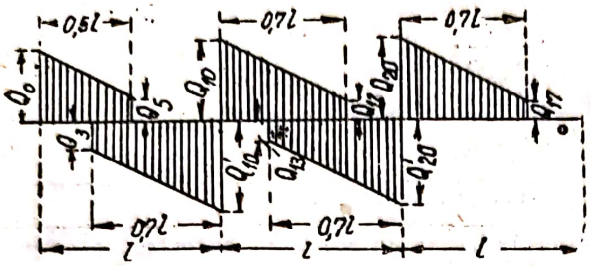
Valoarea coeficientului K_n

Valorile $\alpha = \frac{a}{L}$	Semnul	Numărul de ordine al secțiunii																							
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
0 (1 forță)	+	87	150	188	204	200	178	143	98	49	21	54	102	141	165	173	163	138	99	51	38	51	98	137	162	170
	—	8	16	24	32	39	47	55	63	71	103	90	77	64	51	38	42	53	63	74	86	75	64	53	42	32
0,1	+	162	275	341	364	355	318	251	162	59	42	73	171	245	289	299	286	239	163	66	54	66	163	238	283	295
	—	16	31	47	62	78	93	109	124	140	204	178	152	126	100	75	83	104	125	146	169	147	136	105	83	62
0,2	+	150	252	308	323	313	284	223	136	36	40	50	146	215	253	258	251	210	138	42	52	46	137	208	243	254
	—	15	30	45	60	75	90	105	120	135	196	171	146	121	97	72	81	101	121	141	163	142	122	101	81	60
0,3	+	138	230	277	286	274	254	200	118	34	37	36	127	191	224	224	221	186	120	27	50	43	119	185	219	220
	—	14	28	42	55	69	83	97	111	125	185	162	138	115	91	68	74	93	112	130	151	132	113	94	75	56
0,4	+	127	209	250	253	237	227	182	106	32	34	29	115	173	199	196	197	168	108	24	45	39	108	167	195	192
	—	13	25	38	50	63	76	88	101	113	168	147	126	104	83	62	68	85	102	119	138	120	103	85	68	51
0,5	+	117	191	225	226	200	202	167	100	27	30	29	108	159	180	173	178	155	101	21	40	35	101	154	177	171
	—	11	22	33	44	56	67	78	89	100	159	131	112	93	74	55	60	75	90	105	151	106	91	76	60	45
0,6	+	108	174	204	204	181 200	178	155	97	23	26	33	104	148	165	157	163	145	99	26	34	30	98	144	162	156
	—	9	19	28	38	47	57	66	75	90	171	112	96	80	65	47	51	64	77	89	165	90	77	64	91	38
0,7	+	100	161	188	189 204	168 200	133 178	143	97	22	21	39	103	141	155	147	152	138	98	34	21	34	98	137	152	146
	—	8	16	23	31	39	47	55	62	101	179	101	77	64	51	38	42	53	63	95	168	95	63	53	42	31
0,8	+	93	150	176 188	179 204	162 200	131 178	92 143	99	35	18	46	102	132	148	142	145	133	99	42	21 28	43	98	133	146	141
	—	7	13	20	26	33	39	46	53	109	182	108	58 77	48 64	38 51	28 38	35	44	53	101	171	101	53	44	35	26
0,9	+	87	142 150	169 188	174 204	161 200	134 178	100 143	60 98	49	16	54	102	132	145	141	141	129	99	51	12 28	51	98	130	143	139
	—	6	12	18	24	30	35	41	53	111	179	114	58 77	28 64	23 51	24 38	32	40	52	104	165	104	52	38	31	23
1,0	+	84 87	137 150	165 188	172 204	163 200	141 178	110 143	74 98	36 49	15	59	102	131	144	143	139	127	100	57	16 28	57	99	128	142	141
	—	6	12	17	23	29	35	40	60	112	174	115	66 77	30 64	15 51	23 38	31	39	59	102	160	104	58	36	29	21

Notă: In cazurile când sunt date două valori, cifra de sus se ia atunci. când deplasarea sarcinilor, de pe grindă la stânga reazimului O, nu este posibilă, iar cea de jos. în cazul când o astfel de deplasare este posibilă.

Tabela 2

CONSTRUIREA DIAGRAMEI ACOPERITOARE A FORȚELOR TĂIETOARE, LA O GRINDĂ CONTINUĂ CU 5 DESCHIDERI, ÎNCĂRCATĂ CU UNA SAU DOUĂ FORȚE P (O MACARA)



$$Q_0 = K_0P + 0{,}395gl;\quad Q_5 = K_5P - 0{,}105gl$$
$$Q_{10}' = K_{10}'P + 0{,}605gl;\quad Q_3 = K_3P - 0{,}095gl$$
$$Q_{10} = K_{10}P + 0{,}530gl;\quad Q_{17} = K_{17}P - 0{,}170gl$$
$$Q_{20}' = K_{20}'P + 0{,}470gl;\quad Q_{13} = K_{13}P - 0{,}230gl$$
$$Q_{20} = K_{20}P + 0{,}500gl;\quad Q_{27} = K_{27}P = 0{,}200gl$$

Valoarea coeficienților K

$\alpha = \frac{a}{l}$	0 (sarcina)	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
K_0	1,000	1,874	1,749	1,625	1,510	1,400	1,297	1,205	1,123	1,055	1,000
K_5	0,383	0,657	0,557	0,469	0,396	0,334	0,290	0,262 0,290	0,260 0,305	0,252 0,339	0,266 0,369
K'_{10}	1,000	1,946	1,877	1,795	1,703	1,600	1,490	1,373	1,252	1,127	1,000
K_3	0,457	0,788	0,641	0,502	0,381	0,296	0,280	0,319	0,384	0,462	0,555
K_{10}	1,000	1,923	1,829	1,724	1,610	1,493	1,377	1,265	1,162	1,073	1,000
K_{17}	0,311	0,485	0,362	0,256	0,172	0,113	0,173	0,282	0.375	0,448	0,489
K'_{20}	1,000	1,927	1,838	1,735	1,626	1,507	1,390	1,277	1,171	1,078	1,000
K_{13}	0,331	0,523	0,396	0,285	0,193	0,129	0,176	0,270	0,350	0,418	0,464
K_{20}	1,000	1,926	1,836	1,731	1,618	1,500	1,383	1,269	1,164	1,074	1,000
K_{27}	0,322	0,505	0,377	0,260	0,182	0,117	0,173	0,271	0,350	0,418	0,459

Notă: In cazurile când pentru coeficientul K_5 sunt date două valori; cifra de sus se ia dacă deplasarea forțelor de pe grindă la stânga reazimului O nu este posibilă, iar cea de jos, în cazul când această deplasare este posibilă.

Tabela 3

Determinarea reacțiunilor maxime dela reazime la o grindă continuă, cu 5 deschideri. încărcată cu o sarcină uniform distribuită g și cu una sau două sarcini concentrate P (o macara)

$$T_{Amax} = 0{,}39gl + K_AP;\quad T_{Bmax} = 1{,}132gl + K_BP;\quad T_{Cmax} = 0{,}974gl + K_CP$$

Valorile coeficienților K_A, K_B și K_C

$\alpha = \frac{a}{l}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
K_A	1,000	1,874	1,749	1,625	1,510	1,400	1,297	1,205	1,123	1,055	1,000
K_B	1,000	1,999	1,975	1,936	1,877	1,809	1,716	1,633	1,528	1,417	1,295
K_C	1,000	1,980	1,959	1,903	1,847	1,761	1,673	1,565	1,456	1,332	1,208

Tabela 4

Determinarea săgeților maxime la o grindă continuă cu 5 deschideri, încărcată cu o sarcină uniform distribuită g și cu una sau două forțe P (o macara)

Pentru deschiderile marginale: $f_{marg} = \frac{1}{EI}(0{,}0064gl^4 + K_1Pl^3)$

Pentru deschiderile intermediare: $f_{marg} = \frac{1}{EI}(0{,}0032gl^4 + K_2Pl^3)$

Valorile coeficienților K_1 și K_2

$\alpha = \frac{a}{l}$	0 (1 față)	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
K_1	0,0146	0,0286	0,0273	0,0252	0,0225	0,0192	0,0156	0,0124	0,0106	0,0099	0,0100
K_2	0,0109	0,0211	0,0204	0,0184	0,0164	0,0136	0,0109	0,0146 0,0083	0,0146 0,0071	0,0146 0,0070	0,0146 0,0072

Notă: In cazul când pentru coeficientul K_1 sunt date două valori cifra de sus se ia dacă deplasarea sarcinilor de pe grindă la stânga reazimului O nu este posibilă, iar cea de jos, dacă o astfel de deplasare este posibilă.

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 5

Determinarea ordonatelor diagramelor înfășurătoare, ale momentelor grinzii continue cu 5 deschideri, încărcată cu o sarcină uniform distribuită g și cu două macarale identice

$$M_n = C_n g l^2 + K_n \frac{PI}{1000}.$$

Valoarea coeficienților C_n (vezi tabela 1).

Valoarea coeficienților K_n

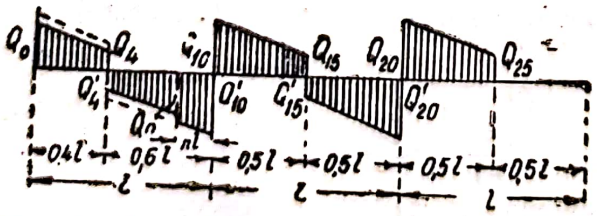
$\alpha = \frac{a}{l}$	Semnul	Numărul de ordine al secțiunii																							
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
0,3	+	174 180	271 293	345	394	377	341	247	148	50	53	54	133	233	298	309	295	226	150	63	91	72	157	224	292	303
	−	19	39	58	78	97	117	136	156	194	324	232	198	165	131	124	119	131	156	182	300	186	159	132	111	111
0,4	+	144 171	221 276	260 324	323 353	320 341	284	208	133	39	40	46	117	194	253	265	251	191	136	56	83	62	142	195	248	261
	−	15	30	45	60	75	90	105	120	173	295	180 192	144 164	121 136	117	113	108	104	120	161	274	163	132	101	101	101
0,5	+	122 163	197 263	234 308	238 325	271 313	230 261	188	124	35	33	44	108	167	220	232	219	175	136	50	72	57	131	178	218	229
	−	12	24	36	48	60	72	82	95	164	283	186	112 140	108 116	104	100	96	92	98	161	253	162	91	89	89	89
0,6	+	111 156	179 252	212 296	214 303	194 294	205 246	173	117	36	28	45	104	152	198	211	198	162	119	50	62	57	124	166	198	209
	−	10	20	30	41	51	61	71	84	161	259 272	175	100 109	93	89	85	82	78	83	158	239	158	84	76	76	76
0,7	+	102 150	165 244	194 289	197 292	179 282	145 238	158 168	114	41	23	50	102	144	186	198	187	152	115	53	50	59	119	155	188	198
	−	8	17	25	33	42	50	59	86	159	236 275	148 189	92 109	75	72	70	67	64	86	154	229	154	86	63	63	63
0,8	+	95 146	153 289	182 285	186 291	171 275	142 237	104 172	112	51	19	55	102	143	172	193	184	149	113	59	39 46	61 67	114 119	149 150	185	195
	−	7	14	21	28	35	42	49	92	157	230 272	122 195	58 122	57 73	56 68	55 64	54 60	53 56	92	151	220	149	91	52	52	25

Notă. In cazurile când sunt date două valori, cifra de sus se ia dacă deplasarea sarcinilor de pe grindă, la stânga reazimului O, nu este posibilă, iar cea de jos, dacă o astfel de deplasare este posibilă.

Tabela 6

Construirea diagramei înfășurătoare a forțelor tăietoare la o grindă continuă cu 5 deschideri, încărcată cu o sarcină uniform distribuită g și cu două macarale identice

$$Q_0 = \frac{K_0 P}{1\,000} + 0{,}305\ gl;\quad Q_4 = \frac{K_4 P}{1\,000} - 0{,}005\ gl;$$



$$Q_4' = \frac{K_4' P}{1\,000} + 0{,}005\ gl;$$

$$Q_0' = \frac{K_0' P}{1\,000} + 0{,}605\ gl;$$

$$Q_n = \frac{K_n P}{1\,000} + c\ gl;$$

$$Q_{10} = \frac{K_{10} P}{1000} + 0{,}526\ gl;\quad Q_{15} = \frac{K_{15} P}{1000} + 0{,}026\ gl;\quad Q_{15}' = \frac{K_{15}' P}{1000} - 0{,}026\ gl;$$

$$Q_{20} = \frac{K_{20} P}{1000} + 0{,}5000\ gl;\quad Q_{20}' = \frac{K_{20}' P}{1000} + 0{,}474\ gl;$$

$$Q_{25} = \frac{K_{25}\ P}{1000}.$$

Valorile coeficienților n, c și K

$\alpha = \frac{a}{l}$	Denumirea coeficientului											
	n	c	K_n	K_0	K_4	K'_4	K_{10}	K'_{10}	K_{15}	K'_{15}	K_{20}	K'_{20}	K_{25}
0,3	diagrama nu are trepte			2148 1807	752 676	755 617	2647 2445	2443 2336	890 779	864 754	2447 2334	2440 2327	856 748
0,4	0,4	0,205	1081	2046 1541	807 594	547	2324	2222	684	686	2214	2207	682
0,5	0,3	0,305	1157	1953 1341	768 535	687 584	2191	2105	709	712	2093	2087	718
0,6	0,2	0,405	1223	1871 1226	743 492	742 650	2051	1994	750	739	1979	1976	748
0,7	0,1	0,505	1275	1803 1140	731 464	780 615	1317	1894	780	758	1880	1879	772
0,8	diagrama nu are trepte			1749	728	805	1908						

Notă. In cazurile când sunt date două valori, cele de sus se iau dacă deplasarea sarcinilor de pe grindă, la stânga reazimului **O**, nu este posibilă, iar cea de jos, dacă o astfel de deplasare este posibilă.

Tabela 7

Determinarea reacțiunilor maxime din reazime, la o grindă continuă cu 5 deschideri, încărcată cu o sarcină uniform distribuită g și cu două macarale identice

$$T_{Amax} = 0{,}395\ gl + \frac{K_A\ P}{1000};$$

$$T_{Bmax} = 1{,}132\ gl + \frac{K_B\ P}{1000};$$

$$T_{Cmax} = 0{,}974\ gl + \frac{K_C\ P}{1000}.$$

Valorile coeficienților K_A, K_B și K_C

$\alpha = \frac{a}{l}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
K_A	2148	1807 2046	1541 1953	1341 1871	1226 1803	1140 1749
K_B	3503	3268	3008	2739	2470	2209 2248
K_C	3414	3166	2902	2606	2379	2150

Notă. In cazurile când sunt date două valori, cifra de sus se ia dacă deplasarea sarcinilor de pe grindă, la stânga reazimului *0*, nu este posibilă, iar cea de jos, dacă o astfel de deplasare este posibilă.

Tabela 8

Determinarea săgeților maxime la o grindă continuă cu 5 deschideri, încărcată cu o sarcină uniform distribuită g și două macarale identice;

Valorile coeficienților K_1 și K_2

Pentru deschiderile marginale:

$$f_{marg} = \frac{1}{EI}(0{,}0064gl^4 + K_1Pl^3)$$

Pentru deschiderile intermediare:

$$f_{int} = \frac{1}{EI}(0{,}0032gl^4 + K_2Pl^3).$$

$\alpha = \frac{a}{l}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
K_1	0,0351	0,0273 0,0298	0,0212 0,0265	0,0153 0,0243	0,0119 0,0229	0,0081 0,0224
K_2	0,0257	0,0204	0,0166	0,0141	0,0128	0,0125

Notă: In cazurile când pentru coeficientul K_1 sunt date două valori se ia cifra de sus dacă deplasarea încărcărilor de pe grindă la stânga reazimului *0* nu este posibilă, iar cea de jos, dacă o astfel de deplasare este posibilă.

Scanned with OKEN Scanner

ANEXA IX.

TABELA SORTIMENTULUI DE ARMĂTURĂ FLEXIBILĂ (OȚEL-BETON)

Tabela 1

Secțiunile transversale, greutatea și lungimile limită ale barelor rotunde

Diametrul în mm	Secțiunea transversală, în cm² pentru numărul de bare									Greutatea în kg/m	Diametrul, în mm	Lungimea limită fără înnădiri
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,38	1,57	1,77	0,154	5	la colaci în greutate până la 50 kg
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	6	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	7	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	8	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	9	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	10	
11	0,950	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	0,750	11	
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888	12	
13	1,327	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95	1,040	13	
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,30	13,87	1,208	14	
15	1,767	3,53	5,30	7,07	8,84	10,50	12,37	14,14	15,12	1,390	15	
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578	16	
17	2,270	4,54	6,81	9,08	11,35	13,05	15,89	18,16	20,43	1,780	17	
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,7	15,26	17,80	20,36	22,90	1,998	18	
19	2,835	5,67	8,51	11,34	14,18	17,01	19,85	22,68	25,52	2,230	19	
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,70	18,84	22,00	25,13	28,27	2,466	20	
21	3,464	6,93	10,39	13,85	17,32	20,78	24,25	27,71	31,17	2,720	21	
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	22	12
23	4,155	8,31	12,46	16,62	20,77	24,98	29,08	33,24	37,39	3,260	23	
24	4,524	9,04	13,56	18,08	22,62	27,14	31,67	36,19	40,71	3,551	24	
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,850	25	
26	5,309	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	4,170	26	
27	5,726	11,44	17,16	22,91	28,65	34,85	40,08	45,80	51,53	4,495	27	
28	6,153	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,830	28	
30	7,069	14,13	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	5,549	30	
32	8,043	16,09	24,18	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,310	32	
33	8,553	17,10	25,66	34,21	42,76	51,32	59,87	68,42	76,98	6,714	33	
34	9,079	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,55	72,63	81,71	7,130	34	
35	9,620	19,24	28,86	38,48	48,10	57,72	67,34	76,96	86,58	7,50	35	
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	36	
38	11,341	22,68	34,02	45,36	56,71	68,05	79,39	90,73	102,07	8,900	38	9
40	12,561	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	40	
42	13,854	27,71	41,56	55,42	69,27	83,12	96,98	110,83	124,28	10,88	42	
43	14,520	29,04	43,56	58,08	72,60	87,12	101,64	116,16	130,68	11,39	43	
45	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33	127,23	143,13	12,49	45	
48	18,096	36,19	54,29	72,38	90,48	108,58	126,67	144,77	162,86	14,21	48	
50	19,635	39,	58,91	78,54	98,18	117,81	137,45	157,08	176,72	15,41	50	

Notă. Conform GOST 2590—44, oțelul se laminează și în diametre mai mari: 52, 54, 55, 56, 58 și, dela 60 până la 130 mm, gradații de 5 mm

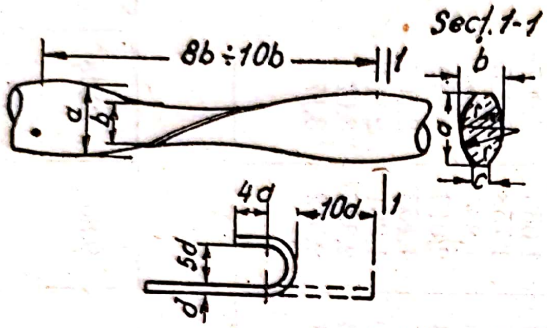
Suprafața secțiunilor transversale și greutatea sârmei de oțel

Numărul de sârme	Secțiunea în cm² la un diametru al sârmei, în mm													Numărul de sârme
	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,0	4,5	5	
1	0,0254	0,0314	0,038	0,045	0,053	0,062	0,071	0,080	0,096	0,113	0,126	0,159	0,196	1
2	0,0509	0,0628	0,076	0,090	0,106	0,123	0,141	0,161	0,192	0,227	0,251	0,318	0,392	2
3	0,0763	0,0941	0,114	0,136	0,159	0,184	0,212	0,241	0,288	0,340	0,377	0,477	0,589	3
4	0,1017	0,1255	0,152	0,181	0,212	0,246	0,283	0,322	0,385	0,453	0,502	0,636	0,785	4
5	0,1271	0,1565	0,190	0,226	0,265	0,308	0,353	0,402	0,481	0,567	0,628	0,795	0,981	5
6	0,153	0,188	0,228	0,271	0,318	0,369	0,424	0,482	0,577	0,680	0,754	0,954	1,178	6
7	0,178	0,220	0,266	0,316	0,371	0,431	0,495	0,563	0,673	0,793	0,879	1,113	1,374	7
8	0,204	0,251	0,304	0,362	0,424	0,492	0,565	0,643	0,769	0,907	1,005	1,272	1,570	8
9	0,229	0,283	0,342	0,407	0,477	0,553	0,636	0,723	0,865	1,020	1,130	1,431	1,766	9
10	0,255	0,314	0,380	0,452	0,531	0,615	0,707	0,804	0,962	1,134	1,256	1,590	1,962	10
11	0,280	0,345	0,418	0,497	0,584	0,676	0,777	0,884	1,058	1,247	1,382	1,749	2,159	11
12	0,305	0,376	0,456	0,542	0,637	0,738	0,848	0,965	1,154	1,360	1,507	1,908	2,355	12
13	0,331	0,409	0,494	0,588	0,690	0,800	0,918	1,045	1,250	1,474	1,633	2,067	2,551	13
14	0,356	0,440	0,532	0,633	0,743	0,861	0,989	1,125	1,346	1,587	1,758	2,225	2,747	14
15	0,382	0,470	0,570	0,678	0,816	0,922	1,060	1,206	1,442	1,700	1,884	2,384	2,944	15
16	0,407	0,500	0,608	0,723	0,869	0,984	1,130	1,286	1,539	1,814	2,010	2,543	3,140	16
17	0,432	0,532	0,646	0,768	0,922	1,045	1,201	1,367	1,635	1,927	1,135	2,702	3,336	17
18	0,458	0,565	0,684	0,814	0,975	1,107	1,272	1,447	1,731	2,040	1,261	2,861	3,532	18
19	0,483	0,598	0,722	0,859	1,028	1,168	1,342	1,527	1,827	2,154	2,386	3,020	3,729	19
20	0,509	0,628	0,760	0,904	1,081	1,230	1,413	1,608	1,923	2,267	2,512	3,179	3,925	20
	Greutatea a 100 m de sârmă, în kg													
	1,99	2,47	2,98	3,53	4,36	4,87	5,55	6,31	7,55	8,90	9,86	12,48	15,40	

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 3

Suprafața secțiunii transversale, greutatea și lungimea minimă a barelor răsucite din laminate cu profil oval



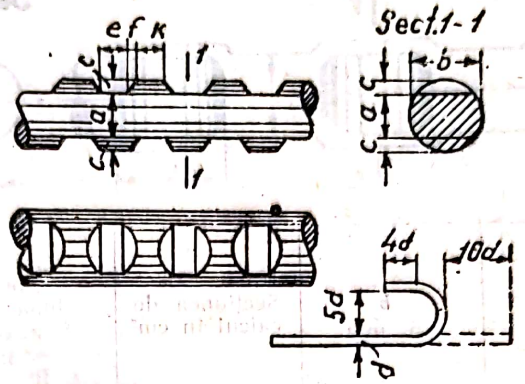
Nr. secțiunii (diametrul echivalent, în mm)	*a*	*b*	*c*	*r*
	în mm			
8	11	6	1,0	7,5
10	13	8	1,5	8,5
12	16	9	2,0	10,5
14	18	11	2,0	11,5
16	21	13	2,0	13,5
18	24	14	2,5	15,0
20	27	16	2,5	17,0
22	30	17	2,5	19,5
24	32	19	3,0	20,5
26	35	20	3,0	22,5

Nr. secțiunii	Suprafața secțiunii transversale în cm² pentru numărul de bare									Greutatea în Kg/m	Nr. secțiunii	Lungimea minimă, în metri
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			
8	0,510	1,02	1,53	2,04	2,55	3,06	3,57	4,08	4,59	0,40	8	12
10	0,795	1,59	2,39	3,18	3,98	4,77	5,57	6,36	7,16	0,62	10	12
12	1,14	2,28	3,42	4,56	5,70	6,84	7,98	9,12	10,26	0,89	12	12
14	1,50	3,00	4,50	6,00	7,50	9,00	10,50	12,00	13,50	1,18	14	6
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14.07	16,08	18,09	1,58	16	6
18	2,56	5,12	7,68	10,24	12,80	15,36	17,92	20,48	23,04	2,01	18	6
20	3,23	6,46	9,69	12,92	16,15	19,38	22,61	25,84	29,07	2,53	20	6
22	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	3,00	22	6
24	4,60	9,20	13,80	18,40	23,00	27,60	32,20	36,80	41,40	3,62	24	6
26	5,20	10,40	15,60	20,80	26,00	31,20	36,40	41,60	46,80	4,08	26	6

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 4

ARMĂTURA TURTITĂ (PROFILATĂ), sistem M. I. Iacovlev și A. I. Goreț chi

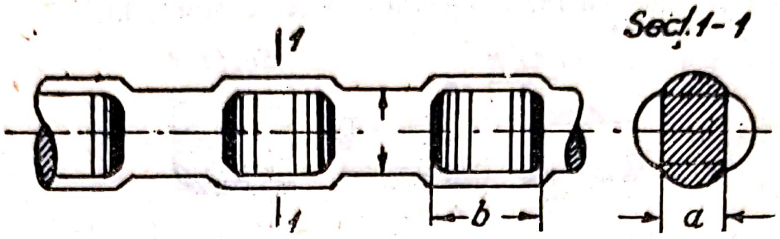


Bare turtite								Bare rotunde, înainte de strivire	
Nr. secțiunii	Grosimea, în mm	Înălțimea profilelor c în mm	Lățimea profilelor k în mm	Lățimea adâncitu-rilor e, în mm	Proiecția părții înclinate f în mm	Suprafața de calcul a secțiu-nii în cm²	Greutatea, în kg/m	Diametrul, în mm	Suprafața F, în cm²
6	4,0	1,0	4	4	1,0	0,24	0,20	6	0,28
7	4,5	1,0	4	4	1,0	0,33	0,28	7	0,39
8	5,0	1,0	4	4	1,0	0,42	0,35	8	0,50
9	5,5	1,0	4	4	1,0	0,53	0,45	9	0,64
10	6,5	1,0	4	4	1,0	0,66	0,55	10	0,79
11	7,0	1,5	5	5	1,5	0,80	0,68	11	0,95
12	8,0	1,5	5	5	1,5	0,94	0,80	12	1,13
13	8,5	1,5	5	5	1,5	1,11	0,94	13	1,33
14	9,5	1,5	5	5	1,5	1,28	1,08	14	1,54
15	10,0	1,5	5	5	1,5	1,48	1,25	15	1,77
16	11,0	1,5	5	5	1,5	1,67	1,41	16	2,01
17	11,5	2,0	6	6	2,0	1,89	1,60	17	2,27
18	12,5	2,0	6	6	2,0	2,11	1,78	18	2,54
19	13,0	2,0	6	6	2,0	2,36	2,00	19	2,84
20	14,0	2,0	6	6	2,0	2,61	2,20	20	3,14
21	14,5	2,0	6	6	2,0	2,88	2,43	21	3,46
22	15,5	2,0	6	6	2,0	3,15	2,66	22	3,80
23	16,0	2,5	7	7	2,5	3,44	2,90	23	4,15
24	17,0	2,5	7	7	2,5	3,75	3,16	24	4,52
25	17,5	2,5	7	7	2,5	4,07	3,44	25	4,91
26	18,0	2,5	7	7	2,5	4,41	3,72	26	5,31
27	19,0	2,5	7	7	2,5	4,75	4,01	27	5,73
28	20,0	2,5	7	7	2,5	5,10	4,30	28	6,16

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 5

Armătura turtită (profilată) la rece, sistem A. I. Avacov



Diametrul barei rotunde înainte de turtire, în mm	*a* în mm	*b* în mm	Secțiunea de calcul în cm²	Greutatea teoretică după suprafața reală a secțiunii, în kg/m	Abaterile admisibile în mm
6	4,5	15	0,283	0,20	
8	6,0	15	0,503	0,44	
10	7,5	15	0,785	0,55	
12	9,0	22 și 15	1,131	0,85	±0,3
14	10,5	22 și 15	1,539	1,13	±1,5
15	11,25	22	1,680	1,23	
16	12,0	22	2,011	1,48	
18	13,5	22	2,545	1,88	
19	14,25	22	2,700	2,10	
20	15,0	22	3,142	2,32	
21	15,75	22	3,300	2,56	±0,5
22	16,5	22	3,801	2,82	±1,5
24	18,0	22	4,524	3,22	
25	18,75	22	4,660	3,73	
28	21,0	22	5,825	4,80	

Tabela 6

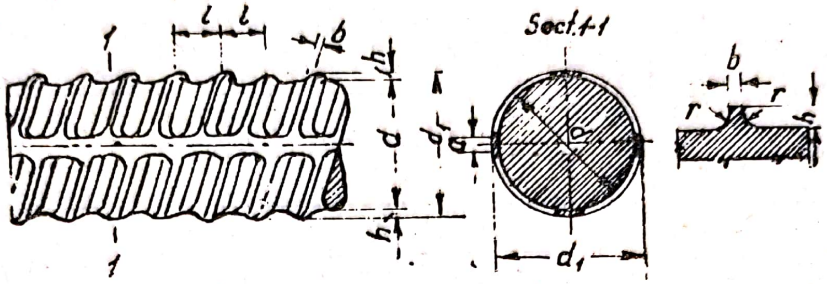
Secțiunea echivalentă a armăturii rotunde, în cm², în cazul înlocuirii ei cu armătură turtită profilată la recè, sistem A. I. Avacov

Diametrul înainte de turtire, în mm	Secțiunea în cm² pentru un număr de bare de,								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,39	0,78	1,17	1,56	1,95	2,34	2,72	3,12	3,51
8	0,70	1,40	2,10	2,80	3,50	4,20	4,90	5,60	6,30
10	1,10	2,20	3,30	4,40	5,50	6,60	7,70	8,80	9,90
12	1,58	3,16	4,74	6,32	7,90	9,48	11,06	12,64	14,22
14	2,16	4,32	6,48	8,64	10,80	12,96	15,10	17,28	19,44
15	2,48	4,96	7,44	9,92	12,40	14,88	17,36	19,84	22,32
16	2,80	5,60	8,40	11,20	14,00	16,80	19,60	22,40	25,20
18	3,56	7,12	10,68	14,24	17,80	21,36	24,92	28,48	32,04
19	3,98	7,96	11,94	15,92	19,90	23,88	27,86	31,84	35,82
20	4,40	8,80	13,20	17,60	22,00	26,40	30,80	35,20	39,60
21	4,85	9,70	14,55	19,40	24,25	29,10	33,95	38,80	43,65
22	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,48	47,80
24	6,31	12,62	18,93	25,24	31,55	37,86	44,17	50,48	56,80
25	6,87	13,74	20,61	27,48	34,35	41,22	48,10	54,96	61,83
28	8,62	17,24	25,86	34,48	43,10	51,72	60,34	68,96	77,58

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 7

Oțel cu profil periodic laminat la cald



Nr. secțiunilor	Dimensiunile în mm							Suprafața de calcul a secțiunii, în cm²	Greutatea teoretică, în kg/m
	d	d_1	h și h_1	l	a	b	r		
12	11	13,5	1,25	7	2	1	1,9	1,13	0,89
14	13	15,5	1,25	7	2	1	1,9	1,54	1,21
16	15	18	1,5	8	2	1	2,2	2,01	1,58
18	17	20	1,5	8	2	1,5	2,2	2,54	2,00
20	19	22	1,5	8	2	1,5	2,2	3,14	2,46
22	21	24	1,5	8	2	1,5	2,2	3,80	2,98
24	23	26	1,5	8	2	1,5	2,2	4,52	3,55
26	25	28	1,5	9	2,5	1,5	2,2	5,30	4,16
28	26,5	30,5	2,0	9	2,5	1,5	3	6,15	4,83
30	28,5	32,5	2,0	10	3	2	3	70,7	5,55
32	30,5	34,5	2,0	10	3	2	3	8,05	6,32
36	34,5	39,5	2,5	12	3,5	2	3,5	10,2	8,0
40	38,5	43,5	2,5	12	3,5	2	3,5	12,6	9,9
45	43	49	3	15	4	2,5	4,5	15,9	12,5
50	48	54	3	15	4	2,5	4,5	19,6	15,4
55	53	60	3,5	18	4,5	2,5	5	23,7	18,6
60	58	65	3,5	18	4,5	2,5	5	28,3	22,2

Notă. In prezent, armătura cu profil periodic laminată la cald se laminează cu secțiuni până la Nr. 32 inclusiv.

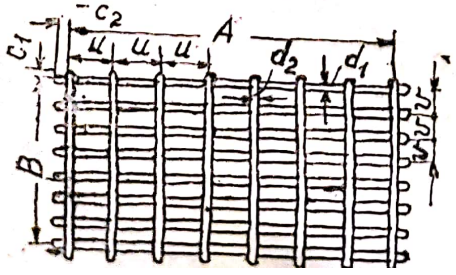
Tabela 8

Sortimentul plaselor sudate (ȚNIPS)

Tipul plasei		Nr.	Marca plasei	Diametrul sârmelor în mm d_1	d^2	Dimensiunile ochiului, în mm v	u	Dimensiunile plaselor, în mm: lățimea B	lungimea A	Aria secțiunii sârmei pe 1 m, în cm²: longitudinale	transversale	Greutatea teoretică a unui metru patrat de plasă, în kg
Plase în suluri	Cu armătură de rezistență longitudinală	1*	3—150/ 3—200	3	3	150	200	1950	Nu se normează, este limitat de greutatea sulului, până la 150 kg	0,47	0,35	0,64
		2	3—100/ 3—200			100		2000		0,71		0,83
		3	3— 75/ 3—200			75		1950		0,93		1,00
		4	3— 50/ 3—200			50		2000		0,41		1,38
		5	4—150/ 3—200	4	3	150	200	1950		0,83	0,35	0,92
		6*	4—100/ 3—200			100		2000		1,26		1,26
		7	4— 75/ 3—200			75		1950		1,67		1,58
		8	4— 50/ 3—200			50		2000		2,51		2,24
		9	5—150/ 4—200	5	4	150	200	1950		1,31	0,63	1,52
		10*	5—100/ 4—200			100		2000		1,96		2,03
		11*	5— 75/ 4—200			75		1950		2,60		2,53
		12*	5— 50/ 4—200			50		2000		3,92		3,56
	Cu armătură de rezistență transversală	13	3—200/ 3—150	3	3	200	150	1000, 1200, 1400, 1600, 1800, 2000*, 2200		0,35	0,47	0,64
		14	3—200/ 3—100				100				0,71	0,83
		15	3—200/ 3— 75				75				0,93	1,00
		16*	3—200/ 4—150	3	4	200	150			0,35	0,83	0,92
		17	3—200/ 4—100				100				1,26	1,26
		18	3—200/ 4— 75				75				1,67	1,58
		19*	4—200/ 5—150	4	5	200	150			0,63	1,31	1,52
		20	4—200/ 5—100				100				1,96	2,03
		21*	4—200/ 6—100	4	6	200	100	1200, 1400, 1600, 1800, 2000, 2200, 2400*		0,63	2,83	2,81
		22*	4—200/ 6— 75				75				3,78	3,46
		23	5—200/ 8—150	5	8	200	150			0,98	3,35	3,39
		24*	5—200/ 8—100				100				5,03	4,72
		25	5—200/10—150	5	10	200	150	1400, 1600, 1800, 2000, 2200, 2400, 2600*		0,98	5,25	4,88
		26	5—200/10—100				100				7,05	6,92
Plase plane	Cu aceeași armătură în ambele sensuri	27	3—100/ 3—100	3	3	100	100	2000		0,71	0,71	1,12
		28*	4—100/ 4—100	4	4			2200		1,26	1,26	1,98
		29*	5—100/ 5—100	5	5			2400		1,96	1,96	3,07
		30	6—100/ 6—100	6	6	100	100	2600*		2,83	2,83	4,45
		31	8—100/ 8—100	8	8			2000		5,03	5,03	8,30
		32	10—100/10—100	10	10			2200		7,85	7,85	12,85
		33	8—150/ 8—150	8	8	150	150	2400		3,35	3,35	5,25
		34	10—150/10—150	10	10			2700		5,25	5,25	8,25

2100 2250 2400 2700 3000 3450 3900 4500 5100

2000, 2200 2400, 2600 3000, 3400 3800, 4200 4600, 5000



Notă. Plasele notate cu semnul*) urmează să fie executate în primul rând.

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 9

Date pentru proiectarea plaselor sudate și a carcaselor sudate

Diametrul barelor de rezistență netede d_1, în mm			3—4	5—6	7—10	12	14	16	18	20	22	24	26
Nr. barelor cu profil periodic			—	6—7	8—10	12	14	16	18—20	22—24	26	28	30—32
Diametrul minim d_2 al armăturii de repartiție, al plaselor și al barelor transversale ale carcaselor, în mm	In cazul când nu sunt îndoituri pe direcția de rezistență		3	4	4	5	5	6	6	8	8	10	10
	In locurile înnădirilor de rezistență	după fig. 48 b	3	4	5	6	6	8	8	10	10	12	14
		după fig. 48 a	3	4	5	6	6	8	10	12	14	16	18
Distanța minimă dintre axele barelor, pe fiecare direcție v_{min} și u_{min}, în mm			50	50	75	75	100	100	100	100	100	100	100
Distanța maximă între barele de rezistență a plaselor v_{max} în mm			150	150	200	200	200	200	200	300	300	300	300
Distanța maximă între barele de repartiție a plaselor și barele transversale ale carcaselor — u_{max} în mm			200	200	300	300	300	300	300	400	400	400	400
Distanța dela capătul barei până la axa barei marginale perpendiculare pe prima c_1 și c_2 în mm		Maximă	10	10	15	15	20	20	20	25	25	30	30
		Minimă	25	25	30	30	40	40	40	50	50	50	50

Notă. [1]) Pentru notațiile convenționale, vezi tabela 8.

[2]) Distanța maximă u_{max}, dintre barele de repartiție ale plaselor, nu se normează în cazul când plasa se montează pe două direcții perpendiculare și se execută din bare cu profil periodic sau din bare netede, care nu sunt supuse la o prelucrare la rece.

Scanned with OKEN Scanner

BIBLIOGRAFIE

Pentru partea I-a

Loleit A. F.: Despre necesitatea unor formule pentru calculul secțiunii elementelor construcțiilor de beton armat, stabilite pe principii noi. „Industria Construcțiilor", Nr. 5/1932.

Gvozdev A. A.: Despre revizuirea metodelor de calcul al construcțiilor de beton armat, Gosstroiizdat, 1934.

Gvozdev A. A. și *Borișanschi M S.:* Contribuții la problema calculului elementelor solicitate la încovoiere în stadiul de rupere „Proiect și standard" Nr. 6/1934.

Stolearov I. V.: Teoria betonului armat pe baze experimentale, Editura Tehnico-Științifică de Stat a Ucrainei, 1934.

Gvozdev A. A., Vasiliev A. P. și Dmitriev S. A.: Stadiul aderenței dintre betonul nou și cel vechi, 1936.

Borișanschi M. S.: Cercetarea comportării elementelor comprimate excentric „Proiect și Standard", Nr. 6/1936.

Murașev V. I.: Calculul elementelor din beton armat la rupere, Gosstroiizdat, 1938.

Pasternac P. L.: Calculul secțiunilor de beton armat la compresiune și întindere excentrică, la sarcina de rupere, „Industria Construcțiilor" Nr. 9/1939.

Sahnovschi C. V.: Construcții de beton armat, ONTI 1935, Construcții de beton armat Gosstroiizdat 1939; Stroiizdat 1946.

Stolearov I. V.: Introducere în teoria betonului armat, Stroiizdat, 1941.

Bușcov V. A.: Construcții de beton armat, Stroiizdat, partea I-a 1940, parea II-a 1941 Sub reacția lui *Cheldâș V. M.:* Calculul și proiectarea elementelor de construcții de beton armat la eforturi de rupere, Stroiizdat 1940.

Dmitriev S. A.: Calculul secțiunilor de beton armat inelare „Industria Construcțiilor" Nr. 2/1940.

Calnițchi A. A., Cuvaldin A. N.,Ovecichin A. M.: Materiale pentru cursul de construcții de beton armat. Teoria clasică de calcul a elementelor de beton armat, Editura Academiei Militare Tehnice a Armatei Roșii, *„V. V. Cuibâșev"*, 1941.

Tal C. E. și *Costiucovschi M. G.:* Calculul și alcătuirea elementelor de construcții de beton armat, Gosstroiizdat 1941.

Gvozdev A. A.: Indicații pentru proiectarea și folosirea elementelor de construcții de beton simplu și beton armat în timp de război, „Industria Construcțiilor" Nr. 10/1942.

Cercetări teoretice — experimentale asupra elementelor de construcții de beton armat, culegere de articole, Transjeldorizdat 1940.

Pasternac P. L.: Observații la proiectul normelor de proiectare a construcțiilor de beton armat „Industria Construcțiilor" Nr. 7/1944.

Borișanschi M. S.: Calculul barelor ridicate și a etrierilor la elemente de beton armat care lucrează la încovoiere în stadiul de rupere, Stroiizdat 1946.

Ovecichin A. M. Calculul la rupere al barelor ridicate și al etrierilor „Industria Construcțiilor" Nr. 9/1943.

Pasternac P. L.: Construcții complexe, Stroivoienmorizdat 1948.

Gvozdev A. A.: Calcul capacității portante a construcțiilor după metoda echilibrului la limită, Stroiizdat 1949.

Iveanschi A. M.: Construcții de beton armat, Stroiizdat 1950.

Scanned with OKEN Scanner

BIBLIOTECA (
REGION.
I A 417

Ivanov—Diatlov I. G.: Construcţii de beton armat, Editura Ministerului Gospodăriei Comunale RSFSR 1950.
Norme şi Condiţii tehnice pentru proiectarea construcţiilor de beton armat (N şi TU—3—49), Stroiizdat 1950.
Instrucţiuni pentru calculul secţiunilor elementeler de construcţii de beton armat (I—123—49), Stroiizdat 1950.
Şeichin E. A.: Problema rezistenţei, elasticităţii şi plasticităţii betonului, lucrările MIIT „Stalin" Nr. 69, Editura MIIT, 1946.
Scramtaev B. G., Popov N. A., Gherlivanov N. A., Mudrov G. G.: Materiale de construcţie, Stroiizdat 1950.
Calibrarea forţată a oţelului de armătură după metoda inginerului *L. B. Mitgarţ*, Stroiizdat 1946.
Lessig N. N.: Carcase şi plase plane sudate pentru armarea elementelor de beton armat „Industria Construcţiilor" Nr. 10/1948.
Instrucţiuni pentru întrebuinţarea carcaselor şi a plaselor sudate la construcţii din beton armat (I—122—50) Gosstroiizdat, 1951.
Avacov A. I.: Armătura cu profil periodic pentru construcţii de beton armat, Maşstroiizdat, 1949.
Instrucţiuni pentru recepţionarea şi întrebuinţarea armăturii turtite cu profil periodic (I—72—49), Stroiizdat, 1950.
Condiţii Tehnice provizorii pentru oţel laminat la cald, cu profil periodic marca St. Ot, pentru armătură elementelor de construcţii de beton armat (TU—54—50 / MPTU 2440—50) Stroiizdat, 1950.
Indicaţiuni provizorii pentru intrebuinţarea armăturii turtite la rece şi laminate la cald cu profil periodic, la construcţi de beton armat, Maşstroiizdat, 1950.
Academia de Architectură a URSS, Betonul simplu şi betonul armat, catalog, Editura de Stat pentru arhitectură, 1948.
Instrucţiuni pentru calculul plăcilor şi al grinzilor secundare la planşee de beton armat, ţinundu-se seamă de deformaţiile plastice (1—132—50), Stroiizdat, 1950.
Muraşev V. I.: Teoria apariţiei şi deschiderii fisurilor, calculul rigidităţii elementelor de beton armat „Industria Construcţiilor" Nr. 11/1940.
Muraşev V. I.: Rezistenţa la fisurare, rigiditatea şi rezistenţa mecanică a betonului armat, Maşstroiizdat, 1950.
Nemirovschi I. M.: Rigiditatea elementelor de beton armat care sunt solicitate la încovoiere şi deschiderea fisurilor, TNIPS, Cercetări asupra elementelor, obişnuite din beton armat şi a celor din beton precomprimat, Culegere de articole, Stroiizdat, 1949.
Ţiscreli G. D.: Despre calculul elementelor de construcţii de beton armat la apariţia fisurilor, Buletinul Institutului de Cercetări Stiinţifice din Tiflis pentru Construcţii şi Hidrotehnică, vol. III, 1950.
Cheldâş V. M. şi Tal C. E. Despre principiile de bază ale calculului elementelor de construcţii adoptate în Proiectul de Codex al Dispoziţiilor Oficiale „Industria Construcţiilor" Nl. 11/1948.
Sub redacţia lui *Cheldăş V. M.:* Materiale pentru teoria şi calculul construcţiilor după stările limită, Ediţia II-a, Stroiizdat, 1949.
Tal C. E.: Despre normele de proiectare a construcţiilor de beton armat, incluse în proiectul Prescripţiilor Oficiale „Industria Construcţiilor", Nr. 2/1949.
Norme de proiectare a construcţiilor (proiect) material pentru Prescripţiile Oficiale, Maşstroiizdat, 1949.
Baldin V. A., Goldenblat I. I., Kocenov V. M., Pildiş M. Ia, Tal E. C., sub redacţia lui *Cheldâş V. M.:* Calculul construcţiilor pe baza stărilor limită, Gosstroiizdat, 1951.
Vasiliev A. P.: Betonul armat cu armătură rigidă, Stroiizdat, 1941.
ŢNIPS, *Vasiliev A. P.:* Proiectarea construcţiilor de beton armat cu armătură rigidă, Laboratorul de Elemente de Construcţii de beton armat, Ediţia II-a, Stroiizdat, 1943.
Ratz E. G.: Despre coeficientul de siguranţă al construcţiilor de beton armat cu armătură rigidă, „Industria Construcţiilor", Nr. 12/1948.
Condiţii Tehnice provizorii pentru proiectarea scheletelor de beton armat cu armătură portantă (rigidă) la clădirile cu multe etaje din Moscova (VTU—03—49). Editura de Stat pentru Arhitectură, 1949.

Indicaţiuni pentru folosirea carcaselor sudate spaţiale la construcţii de beton armat, Masstroiizdat, 1950.
TNIPS, Instrucţiuni pentru calculul grinzilor, al plăcilor şi al planşeelor cu grinzi de beton armat, ONTI, 1938.
Muraşev V. I. şi *Gornov V. N.*: Proiectarea acoperişurilor terase şi a planşeelor de beton armat ONTI, 1936.
Staermann M. I. şi *Ivianschi A. M.*: Planşee şi grinzi, Piscepromizdat, 1937.
TNIPS, Instrucţiuni pentru calculul şi proiectare planşeelor fără grinzi (proiect), Gosstroiizdat, 1933.
Pasternac P. L., Mariasina I. E.: Planşee şi fâşii de planşee din beton armat, cu nervuri dese. Masstroizdat, 1950.

Pentru Partea II-a

TNIPS, *Gvozdev A. A.* şi *Muraşev V. I.*: Instrucţiuni pentru calculul cadrelor şi scheletelor de beton armat (proiect), Editura Comisariatului Poporului pentru Industria Grea, 1932.
TNIPS, Instrucţiuni pentru proiectarea şi calculul acoperişurilor cu pereţi subţiri şi al planşelelor turnate pe loc, ONTI, 1937.
Promstroiproect, Ghidul Proiectantului, volumul II, Gosstroiizdat, 1934, volumul IV, ONTI, 1935.
Şebuev B. A.: Rezervoare, buncăre, silozuri de beton armat, ONTI, 1935.
Smotrov A.: Soluţii pentru plăci înărcate cu o sarcină continuă, trapezoidală, ONTI, 1934.
Illarionov V. A. şi *Frenchel P. M.*: Calculul grinzilor de rulare de beton armat Gosstroiizdat, 1934.
Erohin I. P. şi *Maliev A. S.*: Formule pentru calculul cadrelor complicate prin metoda fracţionării, ONTI, 1935.
Crecimer V. V.: Calculul şi proiectarea radierelor de beton armat, partea I-a, ONTI, 1937.
KTIS, Instrucţiuni pentru proiectarea fundaţiilor la clădiri industriale, Stroiizdat, 1950.
Iemocichin B. N. şi *Siniţân A. P.*: Metode practice pentru calculul grinzilor şi plăcilor de fundaţii pe reazime elastice, fără ipoteza lui Winkler, Stroiizdat, 1947.
Gorbunov—Posadov M. I.: Grinzi cu plăci pe fundaţii elastice, Maşstroiizdat, 1949.
Schächter O. I. şi *Vinocurova A. V.*: Calculul plăcilor şi fundaţiilor rezemate elastic, ONTI, 1936.
Lucrările celei de a patra conferinţe Unionale pentru construcţii de beton simplu şi beton armat, partea I, II, III, Stroiizdat, 1949.
Vlasov V. Z. Calculul static al suprafeţelor autoportante în spaţiu, Stroiizdat, 1949.
Costiucovschi M. G. şi *Vasiliev B. F.*: Intrebuinţarea cofrajelor mobile de inventar, la executarea clădirilor industriale cu acoperişuri din beton armat. Buletinul Tehnicei Construcţiilor, Nr. 19/1948.
Costiucovschi M. G.: Noi soluţii tehnice pentru hale industriale; „Industria Construcţiilor“ nr. 3/1949.
Uhov B. S.: Executarea suprafeţelor autoportante din beton armat, Stroiizdat, 1950.
TNIPS, *Vasiliev A. P.* şi *Lessig N. N.*: Ferme din beton armat pentru acoperişuri de clădiri industriale, Stroiizdat, 1944.
Vasiliev A. P.: Construcţii prefabricate din beton armat, executate în fabrică „Industria Construcţiilor“ nr. 5/1947.
Simonov M. Z.: Noile tipuri şi metode pentru executarea pieselor de beton simplu şi beton armat, Stroiizdat, 1950.
Normativul „Plăci de ciment armat pentru acoperişuri de clădiri industriale“, (NR-138-49), Stroiizdat, 1950.
Condiţii Tehnice pentru grinzi de beton armat laminate cu secţiune dublu T cu tălpi înguste (TU-62-49), Stroiizdat, 1950.
Condiţii Tehnice pentru proiectarea clădirilor şi a construcuţiilor în regiuni seismice (TU-58-48), Stroiizdat, 1949.
Ovecichin A. M.: Calculul rezervoarelor rotunde de beton armat, Stroiizdat, 1950.
Davâdov S. S.: Calculul şi proieectarea construcţiilor subtrane, Stroiizdat, 1950.
Iacubovici M. A.: Betonul uşor la clădiri tehnice în transporturi de cale ferată, Tiflis, 1944.

Scanned with OKEN Scanner

Volânţev V. A., Andrieşin P. A., Cernov A. V.: Coşuri de fum de beton armat, Stroiizdat, 1950.
Litvinov I. M.: Consolidarea şi refacerea construcţiilor de beton armat, Stroiizdat, 1942.
ŢNIPS: Instrucţiuni pentru consolidarea construcţiilor de beton armat, M., 1942.
Mihailov V. V.: Refacerea construcţiilor de beton armat cu întrebuinţarea cimentului expansiv, Stroiizdat, 1945.
Litvinov I. M.: Instrucţiuni pentru consolidarea şi refacerea construcţiilor de beton armat prin metoda ing. Litvinov I. M. Harcov, 1948.
Mihailov V. V.: Teoria şi practica betonului precomprimat centrifugat, Gostroiizdat, 1939.
Freifeld S. E.: Executarea grinzilor de beton, armate cu sârmă de oţel preîntinsă, „Industria materialelor de Construcţii" nr. 4/1941.
ŢNIPS, Instrucţiuni pentru proiectarea construcţiilor de beton precomprimat şi indicaţiuni pentru executarea lor (proiect), Stroiizdat, 1943.
Corovchin A. P.: Elemente de construcţii mari din beton precomprimat „Tehnica Căilor Ferate" nr. 5-6/1946.
Ivanov-Diatlov I. G.: Conducte forţate din beton armat, betonate pneumatic 1 NTK MIIT, Editura MIIT, 1936.
Sahnovschi C. V.: Construcţii de beton precomprimat, Editura LKVVIA, 1946.
Corovchin A. P.: Betonul precomprimat, Transjeldoriizdat, 1947.
Construcţii de beton precomprimat, Culegere de articole, Stroiizdat, 1947.
Mihailov V. V.: Noile căi de desvoltare a betonului precomprimat, ŢNIPS, Cercetări asupra construcţiilor obişnuite din beton armat şi din beton precomprimat. Culegere de articole, Stroiizdat, 1949.
Mihailov V. V.: Calculul la rezistenţă şi la fisurare a construcţiilor de beton precomprimat (aceeaşi ed.).
Scriabin I. E.: Alcătuirea constructivă şi teoria calculului sistemelor de grinzi de beton armat cu armătura preîntinsă artificial. Editura Ministerului Gospodăriilor Comunale RSFSR, 1949.
Novicov I. A.: Construcţii de beton precomprimat ŢIINS, Stroiizdat, 1949.
Mihailov K. V.: Rezervoare rotunde din beton precomprimat, Maşstroiizdat, 1949.
Ovsianchin V. I.: Conducte forţate de beton armat, Stroiizdat, 1951.
Iacubovschi B. V.: Intrebuinţarea betonului precomprimat la poduri, Dorizdat, 1950.
Condiţiuni Tehnice pentru fâşi de planşeu din beton armat, cu două goluri (TU-57-50, Instrucţiuni pentru întrebuinţarea fâşiilor de planşeu din beton armat cu două goluri I-114-48), Stroiizdat, 1950.
Condiţiuni Tehnice pentru fâşii de planşeu din beton armat cu mai multe goluri (TU-76-50), Gosstroiizdat, 1951.
Instrucţiuni pentru proiectarea construcţiilor de beton precomprimat (I-148-50), Stroiizdat, 1951.
Materialele Consfătuirii Tehnico-Ştiinţifice în construcţii civile şi de locuinţe, materiale de construcţii şi cercetări inginereşti de pe lângă Comitetul din Moscova al PC (b) al U.R.S.S., 1951.

Scanned with OKEN Scanner

ERATA

Pag.	Rândul	In loc de:	Se va ceti:	Greşala s'a făcut din vina:
39	formula (414)	$k = \dfrac{1}{1 + \dfrac{15}{8f^2}\dfrac{J_i}{F_i} + \dfrac{E_b J_i}{E_t F_t}}$	$k = \dfrac{1}{1 + \dfrac{15}{8f^2}\left(\dfrac{J_i}{F_i} + \dfrac{E_b J_i}{E_t F_t}\right)}$	Editurii
68	19 jos	125 mm/s²	250 mm/s²	Editurii
54		Ultimile două rânduri de jos se vor inversa		Tipografiei
88	formula (433)	$+ \dfrac{(S_{3d} - k_{3d})S_{3c}}{J_3}\Big\}$	$+ \dfrac{(S_{3c} - k_{3d})S_{3c}}{J_3}\Big\}$	Editurii
100	4 şi 6 sus	Simbolurile α_0 şi σ_0 se vor schimba între ele.		Tipografiei
132	8 sus	$_{2g} =$	$\delta_{2g} =$	Tipografiei
157	11 sus	800 kg/cm²	800 kg/m³	Editurii
164	2 sus	10 cm	10 m	Tipografiei
220	6 sus	$s_c = \sqrt{rh_c}$	$s_c = 0{,}76\sqrt{rh_c}$	Editurii
223	15 sus	$-(G_1\eta_{12} + H_1\delta_{22})\eta_1]$	$-(G_1\delta_{\ 2} + H_1\delta_{22})\eta_1]$	Tipografiei
228	17 sus	$M_E = \dfrac{1}{12}pa^2$	$M_E = -\dfrac{1}{12}pa^2$	Editurii
257	3 sus	trebue luată mare decât	trebue luată mai mare decât	Editurii
323	14 sus	In cele ce urmează se vor determina ordonatele curbei ABC	In secţiunea aşezată la o distanţă x de reazemul din stânga, momentul dat de	Tipografiei
363	17 sus	400 kg/cm³	400 kg/m³	Editurii

Scanned with OKEN Scanner

TABLA DE MATERII

Simboluri convenţionale pentru betonul armat precomprimat . . . . . .

PARTEA II-a

Părţi de construcţii din beton armat

Cap. XII. **Părţi de construcţii monolitice ale clădirilor industriale şi civile**

§ 53. Soluţiile de bază pentru scheletele clădirilor având numai parter şi pentru cele cu parter şi mai multe etaje 5
1. Clădirile cu schelet de rezistenţă având numai parter 5
2. Clădirile cu schelet cu mai multe etaje 8
3. Comparaţie tehnico-economică între scheletul de rezistenţă de beton armat şi cel metalic 10

§ 54. Alcătuirea constructivă a cadrului de beton armat 11
1. Noţiuni generale 11
2. Cadre cu o singură deschidere 13
3. Cadre cu mai multe deschideri 18
4. Cadre etajate 19

§ 55. Metode practice de calcul ale cadrelor şi carcaselor. 23
1. Calculul cadrelor 23
2. Calculul scheletelor de rezistenţă ale clădirilor. 28

§ 56. Arce 31
1. Alcătuirea arcelor 31
2. Calculul arcelor 37

§ 57. Rosturile de deformaţie (de dilataţie şi de contracţie precum şi cele de tasare) 40
1. Destinaţia rosturilor. Distanţa dintre rosturi 40
2. Tipurile de rosturi şi particularităţile alcătuirii lor 42

§ 58. Fundaţii de beton armat 46
1. Fundaţii izolate sub stâlpi 47
2. Fundaţii continui (grinzi de fundaţie) 56
3. Radiere de beton armat 62
4. Considerente tehnico-economice la alegerea tipului de fundaţie 67

§ 59. Particularităţile proiectării construcţiilor de beton armat în regiunile seismice 68
1. Particularităţile calculului 68
2. Particularităţi de alcătuire a construcţiilor 70

Cap. XIII. **Acoperişuri cu suprafeţe autoportante**

§ 60. Tipuri de acoperişuri cu suprafeţe autoportante şi particularităţile lor constructive 74
1. Tipuri de acoperişuri cu suprafeţe autoportante 74

Scanned with OKEN Scanner

2. Suprafețe autoportante cilindrice lungi 75
3. Suprafețe autoportante prismatice 79
4. Suprafețe autoportante cilindrice scurte 81
5. Suprafețe autoportante cu patru ape 84

§ 61. Calculul suprafețelor cilindrice și suprafețelor prismatice 86
1. Noțiuni generale 86
2. Calculul suprafețelor prismatice pe baza teoriei încovoierii 87
3. Principiile de bază ale teoriei cu considerarea momentelor. stabilită de V. Z. Vlasov 90
4. Metoda aproximativă de calcul a lui L. S. Ghilman 93

§ 62. Cercetări experimentale. Metode practice de calcul și de alcătuire 95
1. Suprafețe cilindrice lungi și suprafețe prismatice 95
2. Suprafețe scurte 105
3. Acoperișuri din suprafețe autoportante cu 4 pante 111

§ 63. Indicii tehnico-economici ai acoperișurilor autoportante în funcție de întrebuințarea cofrajelor mobile 116

§ 64. Cupole 119
1. Cupole netede 120
2. Cupole cu nervuri 123
3. Cupole poligonale 124
4. Calculul cupolelor de beton armat 124

Cap. XIV. **Elemente de construcție prefabricate din beton armat pentru clădiri industriale și civile**

§ 65. Generalități 134
§ 66. Grinzi. Imbinări 137
§ 67. Planșee 141
1. Fășii de planșee (planșee-grinzi) 141
2. Planșee din grinzi cu corpuri de umplutură 146
3. Planșee alcătuite din elemente cu dimensiuni mari (panouri de planșee) . . . 148

§ 68. Stâlpi și fundații 151
1. Stâlpi 151
2. Fundațiile stâlpilor 154

§ 69. Acoperișuri 155
1. Plăci pentru acoperiș 155
2. Elemente de construcție portante 158

§ 70. Clădiri prefabricate, cu schelet de rezistență, fără etaj și cu mai multe etaje . 171
1. Tipuri de clădiri cu schelet 171
2. Clădiri fără etaje 171
3. Clădiri cu mai multe etaje 176

§ 71. Particularitățile calculului construcțiilor prefabricate 184
§ 72. Executarea elementelor prefabricate în matrițe de beton armat 186
§ 73. Comparație tehnico-economică între construcțiile monolite și diverse tipuri de construcții prefabricate 189

Cap. XV. **Construcții speciale din beton armat-monolite și prefabricate**

§ 74. Grinzi de rulare din beton armat 191
1. Fixarea șinelor de rulare, de grinzile de beton armat 192
2. Alcătuirea grinzilor de rulare 193
3. Particularitățile calculului grinzilor de rulare 195

§ 75. Ziduri de sprijin 199
1. Ziduri de sprijin cu contraforți 200
2. Ziduri de sprijin în unghiuri 200
3. Ziduri de sprijin prefabricate 203
4. Calculul zidurilor de sprijin 204

Scanned with OKEN Scanner

§ 76. Rezervoare și castele de apă 209
1. Noțiuni generale 209
2. Rezervoare rotunde 210
3. Rezervoare dreptunghiulare 225
4. Castele de apă 230
§ 77. Conducte 235
1. Tipuri de conducte 236
2. Calculul conductelor 239
§ 78. Buncăre și silozuri 240
1. Buncăre 241
2. Silozuri 251
§ 79. Coșuri de fum 267
1. Noțiuni generale 267
2. Tipuri de coșuri de fum 268
3. Calculul coșurilor de fum 274
§ 80. Stâlpi (piloni) 278

Cap. XVI. **Construcții de beton armat precomprimat**

§ 81. Ideia precomprimării și tipurile principale de elemente de construcție precomprimate 281
§ 82. Domeniul de aplicație și istoricul desvoltării elementelor de construcție precomprimate 284
§ 83. Materiale întrebuințate pentru executarea elementelor precomprimate din beton armat 286
1. Betonul 287
2. Armătura și dispozitivele de ancorare 288
§ 84. Principii fundamentale de calcul și condiții generale de construcție 294
1. Principii de calcul 294
2. Condiții generale constructive 297
§ 85. Elemente solicitate la întindere centrică 297
1. Particularități constructive 297
2. Calculul elementelor solicitate la întindere centrică 299
§ 86. Elemente supuse la încovoiere 305
1. Alcătuirea elementelor supuse la încovoiere și metode pentru execuția lor . 305
2. Calculul elementelor solicitate la încovoiere 319
§ 87. Elemente solicitate la compresiune centrică, compresiune excentrică și întindere excentrică 343
1. Elemente comprimate centric 343
2. Elemente solicitate la compresiune și întindere excentrică 344
§ 88. Aplicarea precomprimării la elemente și construcții speciale 345
1. Rezervoare 346
2. Conducte forțate 351
3. Ferme cu zăbrele 356
4. Grinzi cu deschideri mari 360
5. Suprafețe autoportante 363

Cap. XVII. **Metode de consolidare a construcțiilor de beton armat**

§ 89. Consolidarea elementelor de bază de beton armat 368
1. Consolidarea plăcilor 368
2. Consolidarea grinzilor 370
3. Consolidarea stâlpilor 373
4. Consolidarea fundațiilor stâlpilor 374
5. Consolidarea planșeelor 375
§ 90. Particularitățile calculului și execuției lucrărilor 375
1. Particularitățile calculului 375
2. Particularitățile execuției lucrărilor 376

Scanned with OKEN Scanner

Anexe

I. Greutatea specifică aparentă a diferitelor materiale 379
II. Momentele și forțele tăietoare, din grinzile continue cu deschideri egale, în cazul încărcării cu sarcini uniform distribuite și în cazul încărcării cu sarcini concentrate 381
III. Momentele și forțele tăietoare ale grinzilor continue cu deschideri egale în cazul sarcinilor concentrate 392
IV. Diagrama acoperitoare a momentelor grinzii secundare cu deschideri egale pentru diferite valori ale raportului P/g, ținându-se seama de redistribuirea eforturilor din cauza deformațiilor plastice 396
V. Tabele pentru calculul plăcilor rezemate pe contur, în cazul sarcinei uniform distribuite pe toate suprafețele panoului 397
VI. Tabela coeficienților pentru calculul grinzilor considerate infinit de lungi, pe reazeme elastice (la fundații, cupole, rezervoare rotunde) 400
VII. Tabele pentru calculul fundațiilor izolate 401
VIII. Tabele pentru calculul grinzilor continue de rulare încărcate cu unul sau două poduri rulante identice 404
IX. Tabela sortimentului de armătură flexibilă (oțel beton) 408
Bibliografie 416

BIBLIOTECA REGIONALĂ IAȘI

624.01

Responsabil de carte: ing. D. Constantinescu.
Tehnoredactor: N. Pantazianu.
Corector: ing. D. Constantinescu.

Dat la cules 11. XII. 53. Bun de tipar 16. III. 54. Tiraj 3500 + 100. Hârtie semivelină satinată 65 g/m² 70 × 100/16. Coli editoriale 34,70. Coli de tipar 26,50. A. 02801.
Indicele de clasificare pentru bibliotecile mari 624.012.4.
Indicele de clasificare pentru bibliotecile mici 624.

Tiparul executat la Intreprinderea Poligrafică Oradea, Str. Moscovei Nr. 5—6—8. — R.P.R.

Scanned with OKEN Scanner